NOTIZIARIO
ORDINE DEGLI INGEGNERI DI VERONA E PROVINCIA

Elementi di Ingegneria Sismica

PARTE 2

Isolamento antisismico e dispositivi.
Analisi lineare statica di un edificio.

a cura di Maurizio Cossato



ISOLAMENTO ANTISISMICO E DISPOSITIVI

Presentazione

Questo studio intitolato **“Elementi di ingegneria sismica”** è composto da due parti**.** Nel numero 4-2012 del Notiziario dell’Ordine Ingegneri di Verona e Provincia è stata pubblicata la Parte 1 che aveva i seguenti contenuti principali:

PARTE 1

Cap. 1 - Analisi non lineare in ambito statico

Cap. 2 - Analisi dei meccanismi locali di collasso in edifici esistenti in muratura

Cap. 3 - Elementi non strutturali

In questo numero del Notiziario dell’Ordine Ingegneri di Verona e Provincia 1-2013 pubblichiamo la Parte 2 con il seguente contenuto:

PARTE 2

Isolamento antisismico e dispositivi. Analisi lineare statica di un edificio.

L’isolamento sismico sviluppato in analisi lineare statica, è una procedura molto semplice, che però comporta l’obbligo di applicare le innumerevoli condizioni poste dalle normative vigenti.

In questo documento il tema è sviluppato passo dopo passo in un esempio semplice che utilizza sia isolatori elastomerici che isolatori a pendolo.

Nel corso dello sviluppo dei calcoli si descrivono le due principali tipologie di isolatori e si danno indicazioni esaustive sul loro comportamento.

Si confrontano spesso le prescrizioni della NTC 2008 e della relativa Circolare esplicativa del 2009, sia con alcune prescrizioni della precedente Ordinanza nella versione 3274 del 2005 che con le prescrizioni dell’Eurocodice 8 UNI-EN 1998-1

Naturalmente nella pratica della progettazione di casi reali, il ricorso a software applicativi è sempre necessario.

Il progettista può usare queste note per rendersi conto con precisione di ciò che sta facendo e per utilizzare il software applicativo con responsabilità, diligenza e competenza.

Il tutto può anche stimolare il professionista ad approfondire anche su altre pubblicazioni la sua cultura professionale, che non deve mai essere considerata compiuta e che non può dipendere soltanto dall’aggiornamento obbligatorio oggi di moda, ma deve sempre derivare anche dalla curiosità e dalla sete di conoscenza che è nel DNA di ogni professionista coscienzioso.

SOMMARIO

Isolamento antisismico e dispositivi. Analisi lineare statica di un edificio

1. Premessa 4
2. Edificio esempio 4
3. Procedura 6
   - 3.1. Definizione dello spettro sismico di progetto 6
   - 3.2. Determinazione del periodo ottimale della struttura isolata 9
   - 3.3. Calcolo della rigidezza orizzontale del sistema di isolamento 9
   - 3.4. Tipologie di isolatori sismici disponibili 11
     - 3.4.1. Considerazioni generali 11
     - 3.4.2. Tipologie di isolatori 11
     - 3.4.3. Appoggi semplici bidirezionali 28
   - 3.5. Scelta degli isolatori e della loro posizione cercando di ridurre al minimo la distanza tra baricentro delle masse e baricentro delle rigidezze degli isolatori 28
     - 3.5.1. Determinazione del baricentro delle masse o dei pesi 28
     - 3.5.2. Scelta degli isolatori elastomerici 29
   - 3.6. Determinazione della accelerazione alla base della sovrastruttura in funzione del periodo di isolamento 30
   - 3.7. Dimensionamento degli isolatori elastomerici 31
   - 3.8. Determinazioni degli spostamenti 33
   - 3.9. Verifica allo SLC 35
   - 3.10. Azione del vento SLV 36
   - 3.11. Azioni sulla sovrastruttura 38
     - 3.11.1. Premessa 38
     - 3.11.2. Parametri per le verifiche allo SLV e confronto con la sovrastruttura non isolata 39
     - 3.11.3. Parametri per la verifica allo SLD e confronti con la sovrastruttura non isolata 41
     - 3.11.4. Azione del vento SLD sulla sovrastruttura 42
   - 3.12. Azioni sulla sottostruttura 42
   - 3.13. Dimensionamento degli isolatori a pendolo 43
4. Conclusioni 46
5. Riferimenti bibliografici 47

ISOLAMENTO ANTISISMICO E DISPOSITIVI

Analisi lineare statica di un edificio

1. Premessa

Si fa riferimento al capitolo delle NTC 2008 7.10 Costruzioni e ponti con isolamento e dissipazione, al corrispondente capitolo C7.10 della circolare applicativa delle NTC 2008 ed al punto 10 dell'Eurocodice 8 UNI EN 1998-1. Si sviluppa una analisi completa degli isolatori di un edificio nell'ipotesi di applicabilità della analisi lineare statica (7.10.5.3.1 delle NTC 2008).

Schematicamente può essere individuata la procedura seguente (si procede passo passo con un esempio richiamando le prescrizioni della normativa nel corso dei successivi sviluppi) :

1. Definizione dello spettro sismico di progetto.
2. Determinazione del periodo ottimale della sovrastruttura[1] isolata.
3. Calcolo della rigidezza orizzontale del sistema di isolamento.
4. Scelta degli isolatori e della posizione ottimale degli stessi cercando di ridurre al minimo le distanza tra baricentro delle masse e baricentro delle rigidezze degli isolatori.
5. Determinazione dell'accelerazione alla base della sovrastruttura in funzione del periodo di isolamento.
6. Riduzione dell'accelerazione alla base in funzione della capacità di smorzamento del sistema di isolamento.
7. Dimensionamento degli isolatori.
8. Progetto dell'edificio.

2. Edificio esempio

Si propone un edificio semplice per il quale sia agevole la comprensione della procedura, facilmente generalizzabile ai casi concreti.

Tra i vari limiti posti per consentire l'analisi lineare statica, secondo NTC 2008 al punto 7.10.5.3.1 questa si può applicare ad edifici aventi una sovrastruttura non più alta di 20 metri con non più di cinque piani e con la dimensione maggiore in pianta inferiore a 50 metri (Solo la prescrizione dei 50 metri compare nell'Eurocodice 8 UNI EN 1998-1al punto 10.9.3 (3) b).

Si ipotizza uno schema planimetrico come indicato in figura, con quattro orizzontamenti sopra gli isolatori (sovrastruttura), ed un piano interrato (sottostruttura), nel quale possono essere controllati gli isolatori, posti in sommità a pilastri incastrati al piede.

Si ipotizzano i dati seguenti:

Peso medio impalcato	500	Kg/m^2
Pilastro interpiano	1350	Kg
Pavimento e tramezze	150	Kg/m^2
Tamponamento perimetrale interpiano	1200	Kg/m
Sovraccarico utile uguale su tutti i piani	200	Kg/m^2

Per i carichi sui pilastri a livello degli isolatori si può compilare la seguente tabella

[1] Per definizioni di sottostruttura e sovrastruttura vedi punto 7.10.2 NTC 2008.

Pilastro	G1	G2	Q	somma G1+G2	somma G1+G2+ 0,3*Q	somma(1,3*G1+1,5*G2+1,5*Q)
n°	Kg	Kg	Kg	Kg	Kg	Kg
1	11.900	16.800	5.400	28.700	30.320	48.770
2	19.900	19.200	6.400	39.100	41.020	64.270
3	23.900	24.000	8.000	47.900	50.300	79.070
4	15.900	21.600	4.800	37.500	38.940	60.270
5	23.900	24.000	8.000	47.900	50.300	79.070
6	43.900	12.000	16.000	55.900	60.700	99.070
7	53.900	15.000	20.000	68.900	74.900	122.570
8	23.900	24.000	8.000	47.900	50.300	79.070
9	15.900	21.600	4.800	37.500	38.940	60.270
10	27.900	21.600	9.600	49.500	52.380	83.070
11	33.900	27.000	12.000	60.900	64.500	102.570
12	21.900	27.000	7.200	48.900	51.060	79.770
Somma	316.800	253.800	110.200	570.600	603.660	957.840

Tabella 1 - Carichi alla base dei pilastri

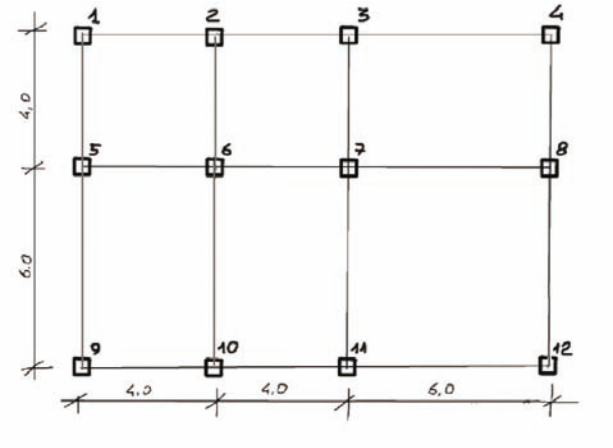


Figura 1 - Pianta tipo. In orizzontale l'asse delle ascisse x, in verticale l'asse delle ordinate y . Origine degli assi centro del pilastro 9.

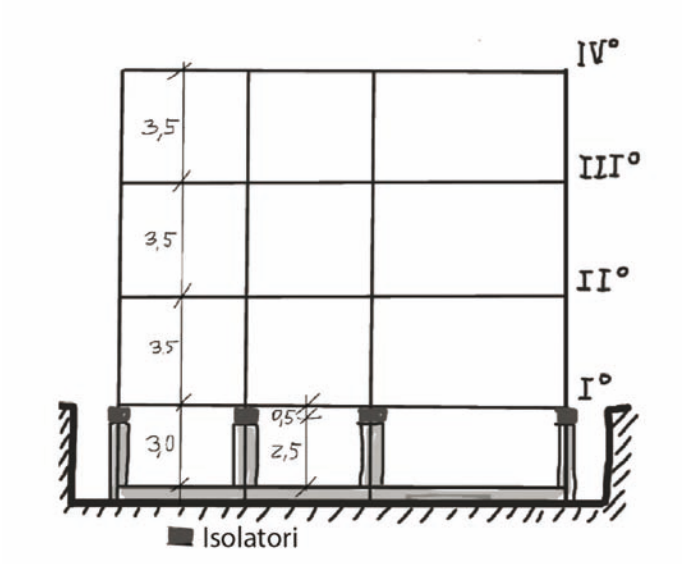


Figura 2 - Sezione

Il peso totale della sovrastruttura è:

$P = 570600\,\mathrm{Kg_f}$

e se consideriamo presente anche quota parte dell'accidentale:

$P_{tot} = 603660\,\mathrm{Kg_f}$

La formula approssimata che fornisce il periodo di vibrazione T_{bf} della sovrastruttura può essere la seguente:

$T_{bf} = C_1 \cdot H^{3/4} = 0{,}075 \cdot 11^{3/4} = 0{,}45\,\mathrm{sec}$

È utile il parametro $3 \cdot T_{bf} = 1{,}35\,\mathrm{sec}$ (vedi NTC 2008 punto 7.10.5.3.1 b)

essendo H=11 m l'altezza della sovrastruttura assunta a base fissa.

3. Procedura

3.1. Definizione dello spettro sismico di progetto

Ipotizziamo che il sito su cui sorge l'edificio sia a Verona via Albere 25.

Si assumono i dati seguenti:

Classe dell'edificio: II Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti.

Vita nominale della struttura $\geq$ 50 anni

Periodo di riferimento V_R =50 anni

"Stato Limite"	T_r [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T^*_c [s]
Operativitá	30	0.052	2.368	0.280
SLD Danno	**50**	**0.067**	**2.362**	**0.309**
SLV Salvaguardia Vita	**475**	**0.190**	**2.373**	**0.405**
Prevenzione Collasso	975	0.259	2.358	0.424

Figura 3 - Parametri dell'azione sismica.

Si ipotizza per semplicità

Sottosuolo di categoria A superficie pianeggiante $S = S_s \cdot S_T = 1$; $C_c = 1$ (3.3.2.1 NTC 2008)

Quindi (NTC 2008):

SLD T_B=0,103 sec T_C=0,309 sec T_D=1,868 sec

SLV T_B=0,135 sec T_C=0,405 sec T_D=2,360 sec

Sulla base di quanto assunto lo spettro di risposta elastico in accelerazione in SLV assume la seguente forma:

$0 \le T < 0{,}135$

$$S_e(T) = (0{,}190 \cdot 9{,}8) \cdot 1 \cdot \eta \cdot 2{,}373 \cdot \left[\frac{T}{0{,}135} + \frac{1}{\eta \cdot 2{,}373} \cdot (1 - \frac{T}{0{,}135}) \right]$$

$0{,}135 \le T < 0{,}405$

$$S_e(T) = (0{,}190 \cdot 9{,}8) \cdot 1 \cdot \eta \cdot 2{,}373$$

$0{,}405 \le T < 2{,}360$

$$S_e(T) = (0{,}190 \cdot 9{,}8) \cdot 1 \cdot \eta \cdot 2{,}373 \cdot \left(\frac{0{,}405}{T} \right)$$

$2{,}360 \le T$

$$S_e(T) = (0{,}190 \cdot 9{,}8) \cdot 1 \cdot \eta \cdot 2{,}373 \cdot \left(\frac{0{,}405 \cdot 2{,}360}{T^2} \right).$$

Inoltre:

Rappresentiamo con formule parametriche lo spettro di risposta in spostamento delle componenti orizzontali in SLV.

Si ha:

$0 \le T < 0{,}135$

$$S_{De}(T) = (0{,}190 \cdot 9{,}8) \cdot 1 \cdot \eta \cdot 2{,}373 \cdot \left[\frac{T}{0{,}135} + \frac{1}{\eta \cdot 2{,}373} \cdot (1 - \frac{T}{0{,}135}) \right] \cdot \left(\frac{T}{2 \cdot \pi} \right)^2$$

$0{,}135 \le T < 0{,}405$

$$S_{De}(T) = (0{,}190 \cdot 9{,}8) \cdot 1 \cdot \eta \cdot 2{,}373 \cdot \left(\frac{T}{2 \cdot \pi} \right)^2$$

$0{,}405 \le T < 2{,}360$

$$S_{De}(T) = (0{,}190 \cdot 9{,}8) \cdot 1 \cdot \eta \cdot 2{,}373 \cdot \left(\frac{0{,}405}{T} \right) \cdot \left(\frac{T}{2 \cdot \pi} \right)^2$$

$2{,}360 \le T$

$$S_{De}(T) = (0{,}190 \cdot 9{,}8) \cdot 1 \cdot \eta \cdot 2{,}373 \cdot \left(\frac{0{,}405 \cdot 2{,}360}{T^2} \right) \cdot \left(\frac{T}{2 \cdot \pi} \right)^2 .$$

Inoltre:

$$S_e(T)/g = SD_e(T) \cdot \left(\frac{2 \cdot \pi}{T} \right)^2 \text{ in unità g}$$

Di conseguenza:

In un diagramma spostamento accelerazione le rette che hanno origine all'incrocio degli assi cartesiani rappresentano sistemi a periodo costante

Riportiamo in due grafici l'insieme delle precedenti espressioni. Il primo grafico con in ascisse il periodo ed in ordinate l'accelerazione in unità g, presenta una serie di curve dello spettro di risposta elastico in accelerazione, che sono state sviluppate in funzione di coefficienti di smorzamento viscoso ξ variabili dal 5% al 30%[2].

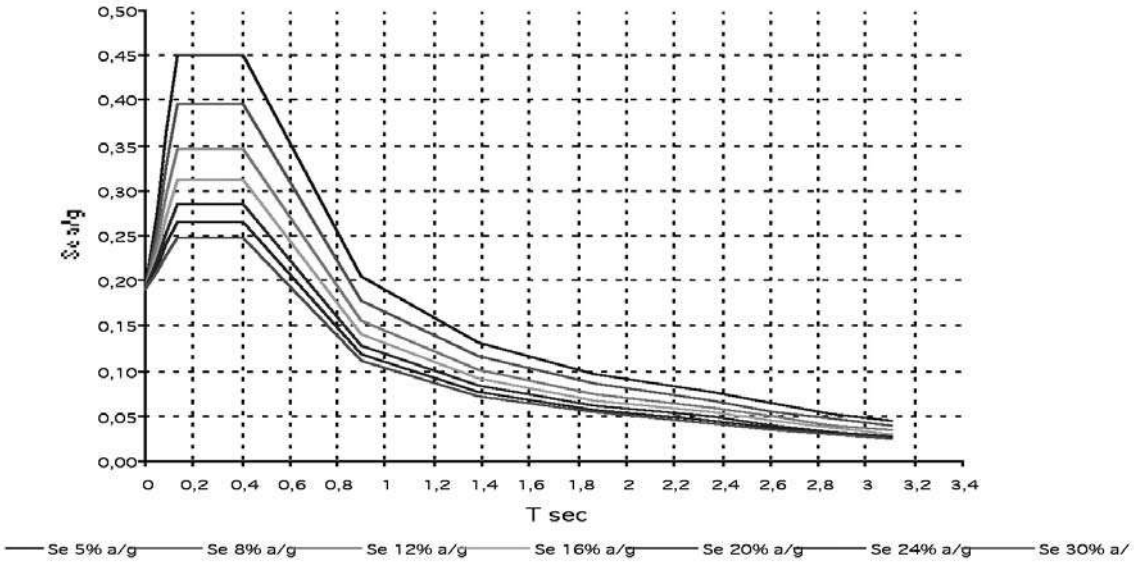


Figura 4 - Spettri di risposta elastico in accelerazione al variare del coefficiente di smorzamento viscoso convenzionale ξ tra il 5 ed il 30 %

Il secondo grafico con in ascisse il periodo ed in ordinate lo spostamento, presenta una serie di curve dello spettro di risposta elastico in spostamento, che sono state sviluppate in funzione di coefficienti di smorzamento viscoso ξ variabili dal 5% al 30%.

Si ricorda che:

$$\eta = \sqrt{10/(5+\xi)}$$

punto 3.2.3.2.1 delle NTC 2008

e che per sviluppare un modello a comportamento elastico lineare , oltre ad altre condizioni lo smorzamento lineare equivalente del sistema di isolamento ξ_{esi} deve essere inferiore al 30 % (punto 7.10.5.2 punto b) delle NTC 2008).

[2] La normativa pone un limite dello smorzamento lineare equivalente del sistema di isolamento per garantire il ricentraggio in caso di sisma.

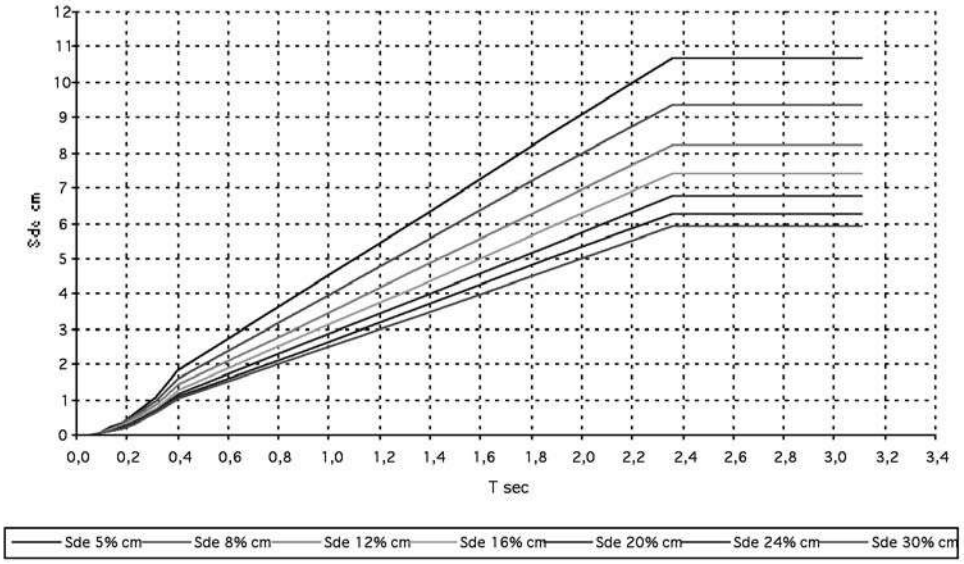


Figura 5 - Spettri di risposta elastico in spostamento al variare del coefficiente di smorzamento viscoso convenzionale ξ tra il 5 ed il 30 %

Per consentire una analisi lineare statica, il periodo equivalente della costruzione isolata deve essere inferiore a 3 sec[3]. Come si vede dai grafici con periodi vicini a 3 sec la riduzione delle accelerazioni è molto significativa, e si abbatte ulteriormente con il crescere del coefficiente di smorzamento viscoso ξ. Molto interessante è anche quanto emerge dal secondo grafico dove si nota in vicinanza del limite dei 3 sec una importante riduzione dello spostamento con il crescere del valore del coefficiente di smorzamento viscoso ξ.

3.2. Determinazione del periodo ottimale della struttura isolata

Si ottiene un buon "disaccoppiamento" se la struttura isolata ha un periodo T_{is} superiore a $3 \cdot T_{bs}$ con T_{bs} periodo della sovrastruttura a base fissa. Nel nostro caso $3 \cdot T_{bs} = 1{,}35 \text{ sec}$.

Inoltre è prescritto un periodo massimo pari a 3 sec (NTC 2008 punto 7.10.5.3.1).

Assumiamo un periodo di progetto di 2,0 sec.

3.3. Calcolo della rigidezza orizzontale del sistema di isolamento.

Nell'ipotesi considerata gli elementi della struttura operano in campo elastico lineare mentre gli elementi del sistema d'isolamento hanno comportamento visco-elastico lineare oppure legame costitutivo non lineare.

L'analisi lineare statica può essere applicata se la struttura isolata rispetta i requisiti di cui al punto 7.10.5.3.1 delle NTC 2008.

---

[3] NTC 2008 al punto 7.10.5.3.1 b)

L'analisi lineare statica considera due traslazioni orizzontali indipendenti, cui sovrappone gli effetti torsionali. Si assume che la sovrastruttura sia un solido rigido (rigidezza della sovrastruttura assai più elevata della rigidezza del sistema di isolamento) che trasla al di sopra del sistema di isolamento, con un periodo equivalente di traslazione pari a:

$$T_{is} = 2\pi\sqrt{M / K_{esi}}$$

in cui:

M è la massa totale della sovrastruttura;

K_{esi} è la rigidezza equivalente orizzontale del sistema d'isolamento, ottenuta trascurando eventuali effetti torsionali a livello di isolamento.

Ancora: la rigidezza equivalente del sistema d'isolamento deve essere almeno pari al 50% della rigidezza secante[4] per cicli con spostamento pari al 20% dello spostamento di riferimento (NTC 2008 punto 7.10.5.2)

Dovrà inoltre essere verificato che in ciascuna delle direzioni principali orizzontali l'eccentricità totale (esclusa quella accidentale) tra il centro di rigidezza del sistema di isolamento e la proiezione verticale del centro di massa non sia superiore al 3%[5] della dimensione della sovrastruttura trasversale alla direzione orizzontale considerata (NTC 2008 punto 7.3.10.5.3.1). Quanto detto allo scopo di minimizzare la massa partecipante al modo di vibrare torsionale.

Sulla base delle precedenti ipotesi la massa partecipante al primo modo di vibrare (quello al quale corrisponde praticamente una semplice traslazione della sovrastruttura) è elevatissima e quindi il primo modo può essere approssimativamente considerato l'unico.

Di conseguenza, nell'analisi lineare statica si applica al sistema sovrastruttura un sistema di forze semplicemente proporzionali alle masse dei piani dato che gli spostamenti corrispondenti al primo modo di vibrare sono praticamente uguali a tutti i piani (vedi NTC 2008 punto 7.10.5.3.1 formula 7.10.3).

Per il calcolo dei dispositivi di isolamento si usa un fattore di struttura q=1 (punto 10.7 dell'Eurocodice 8 UNI EN 1998-1 ove il fattore di struttura è chiamato coefficiente di comportamento q). Per le NTC 2008 al punto 7.10.6.1 e per l'Eurocodice 8, negli edifici per il calcolo della sovrastruttura allo SLV si può assumere q=1,5 punto 10.10(5).

Se si sceglie $T_{is} = 2\,\text{sec}$ nota la massa M della sovrastruttura si può ricavare K_{esi}.

Nel nostro caso: $K_{esi} = M \cdot \left(\frac{2 \cdot \pi}{T_{is}}\right)^2$

la formula può essere scritta come segue: $K_{esi} = \frac{P_{tot}}{g} \cdot \left(\frac{2 \cdot \pi}{T_{is}}\right)^2$ e quindi:

$$K_{esi} = \frac{603.660}{9{,}8} \cdot \frac{39{,}478}{2{,}0^2} = 607.941\,Kg/m = 607.941 \cdot 9{,}8 / 1000\,KN/m = 5.958\,KN/m$$

Naturalmente si deve controllare anche lo spostamento atteso che è facilmente identificabile, nel grafico degli spettri di riposta elastici in spostamento al variare del coefficiente di smorzamento viscoso ξ tra il 5 ed il 30 %.

---

[4] Si definisce rigidezza secante la rigidezza per deformazione $K_{\text{sec}} = \frac{F_2}{d_2}$ dove:

d_2=spostamento massimo di progetto del dispositivo corrispondente allo SLC

F_2=forza corrispondente allo spostamento d_2 ottenuta al terzo ciclo sperimentale

Punto 11.9.5 delle NTC 2008.

[5] L'Eurocodice 8 UNI EN 1998-1 si accontenta del 7,5%. Punto 10.9.3 (2).

3.4. Tipologie di isolatori sismici disponibili

3.4.1. CONSIDERAZIONI GENERALI

Nei paragrafi seguenti si riportano informazioni tecniche dei dispositivi di isolamento più significativi ai fini del calcolo dell'isolamento sismico. Per gli altri si fornisce una semplice informativa.

I dispositivi di isolamento sismico devono essere dotati di attestato di conformità di cui al DPR 246/93 oppure di attestato di qualificazione del Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Per i dispositivi di isolamento sismico devono essere effettuate prove di qualificazione e di accettazione per ogni singolo cantiere secondo quanto previsto al punto 11.9. delle NTC 2008.

Le normative principali che riguardano gli isolatori sismici (prevalentemente quelli elastomerici) sono le seguenti:

CNR 10018/87

Ordinanza 3274 modificata con OPCM 3431 del 03.05.05 punto 10.4 e Allegato 10. A

NTC 2008 punto 11.9

EN 1337-3 07 2005

3.4.2. TIPOLOGIE DI ISOLATORI[6]

HDRB High Dumping Rubber Bearings. Appoggi in gomma ad alta rigidezza verticale con mescola dissipativa e MLRB Multy Layer Rubber Bearings. Appoggi in gomma a basso fattore di smorzamento (mescola poco dissipativa).

I dispositivi hanno costituzione analoga che è bene rappresentata nelle figure.

Gli HRDB e gli MLRB hanno buona capacità di ricentraggio.

Gli HRDB hanno capacità elevata di dissipare energia fino al 30 %.

Gli MLRB hanno basso fattore di smorzamento (dell'ordine del 4%).

Posti al disotto di un edificio o di un impalcato hanno l'effetto di aumentare il periodo proprio della struttura dissipando energia.

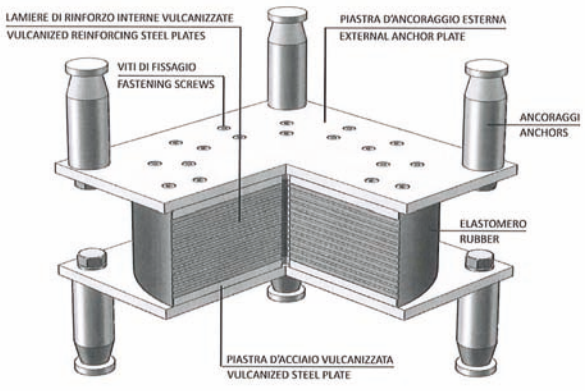


Figura 6 - Schema assonometrico di un isolatore tipo HDRB o MLRB. Appoggi in gomma ad alta rigidezza verticale con dissipazione variabile.

[6] La documentazione (figure e tabelle riportata in questo capitolo) è materiale commerciale di ALGA sism.

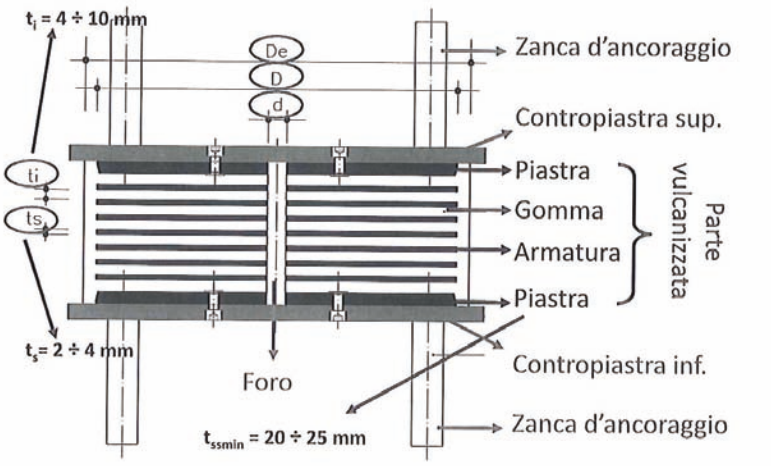


Figura 7 - Componenti e dimensioni di un isolatore HDRB

Nelle espressioni matematiche per il calcolo dei parametri sforzi e deformazione della gomma si utilizza il modulo G dinamico indicato con G_{din} [7].

---

[7] La viscoelasticità viene studiata usando l'analisi meccanica dinamica (DMA), applicando una piccola deformazione oscillatoria e misurando la tensione risultante.

A seconda della natura del materiale, si possono avere i seguenti casi:

i materiali puramente elastici presentano sforzo e deformazione in fase, per cui la risposta al cambiamento di uno di questi parametri influenza in maniera immediata l'altro parametro; nei materiali puramente viscosi, la deformazione è ritardata rispetto allo sforzo di 90°.

i materiali viscoelastici mostrano un comportamento intermedio tra il comportamento puramente elastico e quello puramente viscoso, mostrando un valore del ritardo della deformazione rispetto allo sforzo tra 0° e 90°.

Il modulo dinamico complessivo *G* può essere usato per rappresentare le relazioni tra lo sforzo e la deformazione in una prova dinamica:

$G = G' + iG''$

dove:

$i^2 = -1$

G' rappresenta il contributo elastico, pari a:

$$G' = \frac{\sigma_0}{\varepsilon_0} \cdot \cos\delta$$

G'' rappresenta il contributo viscoso, pari a:

$$G'' = \frac{\sigma_0}{\varepsilon_0} \cdot \sin\delta$$

σ_0 è l'ampiezza dello stress;

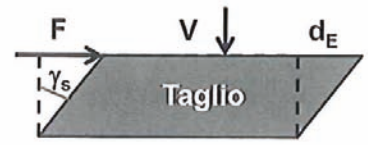
ε_0 è l'ampiezza della tensione;

δ è lo sfasamento tra stress e tensione.

Area strato in gomma	$A = \pi D_e^2/4$	$A = \pi\left(D_e^2 - d^2\right)/4$
Sup laterale totale strato gomma	$L = \pi \cdot D \cdot t_i$	$L = \pi \cdot \left(D + d\right) \cdot t_i$
Area lamierino	$A' = \pi D^2/4$	
Spessore totale gomma	$t_e = n_g \cdot t_i$	
Fattore di forma primario (instabilità locale)	$S_1 = A'/L \quad \left(= D/4t_i\right)$	
Fattore di forma secondario (instabilità globale)	$S_2 = D/t_e$	
Rigidezza equivalente	$K_e = G_{din} A/t_e$	
Modulo di compressibilità assiale	$E_c = \left(1/\left(6G_{dm}S_1^2\right) + 4/\left(3E_b\right)\right)^{-1}$	
Rigidezza verticale	$K_v = E_c A'/t_e$	K_v/K_e

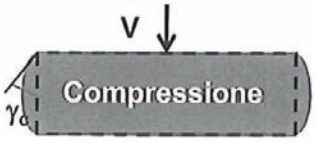
Figura 8 - HDRB Caratteristiche di calcolo

Ogni strato di gomma è soggetto a **taglio, compressione** e **flessione**. Con riferimento allo spessore totale, le 3 componenti della sollecitazione provocano le seguenti deformazioni angolari:



$$\gamma_s = \frac{d_E}{t_e}$$

Area ridotta: $A_r = \left(\varphi - sen\varphi\right) \cdot \frac{D^2}{4}$ $\qquad \varphi = 2 \cdot \arccos\frac{d_E}{D}$



$$\gamma_c = \frac{1.5 \cdot V}{S_1 G_{din} A_r}$$



$$\gamma_\alpha = \frac{3\alpha \cdot D^2/4}{2t_i t_e} \qquad \alpha = \sqrt{\alpha_x^2 + \alpha_y^2}$$

Figura 9 - HRDB Comportamento degli strati in gomma[8]

[8] La figura può trarre in inganno. γ è il rapporto tra spostamento e altezza, quindi non è un angolo ma la tangente dell'angolo e così è utilizzata anche nell'Ordinanza 3274 e nella circolare applicativa delle NTC 2008, mentre γ è l'angolo nella CNR 1018/87.

Deformazione di taglio per lo spostamento sismico totale:

$$\gamma_s \le \gamma_{s,\max} \qquad \gamma_{s,\max} = \gamma^* / 1.5 \le 2$$

γ^* = valore massimo della deformazione di taglio raggiunto nelle **prove di qualificazione** relative all'efficacia dell'aderenza elastomero-acciaio, senza segni di rottura

Deformazione di taglio totale:

$$\gamma_t = \gamma_c + \gamma_s + \gamma_\alpha \le \gamma_{t,\max} \qquad \gamma_{t,\max} = 5$$

Verifica di stabilità

$$V \le \frac{V_{cr}}{2} \qquad V_{cr} = \frac{GA_r S_1 D}{t_e}$$

Tensione degli inserti in acciaio:

$$\sigma_s = 1.3 \cdot V \frac{(t_1 + t_2)}{(A_r \cdot t_s)} \le f_{yk}$$

Figura 10 - HRDB Verifiche degli strati in gomma. Circolare applicativa NTC 2008 punto C.11.9.7

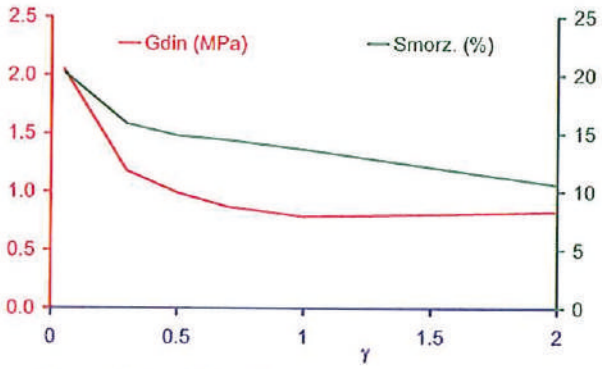
Rigidezza equivalente K_e = rapporto tra la forza F e spostamento d, in corrispondenza dello spostamento massimo

$$K_e = \frac{F}{d} = \frac{G_{din} A \gamma}{d} = \frac{G_{din} A\, d/t_e}{d} = G_{din} \frac{A}{t_e}$$

Coefficiente di smorzamento viscoso equivalente ξ = rapporto tra l'energia dissipata in un ciclo completo di carico W_d e $2\pi Fd$

$$\xi_e = \frac{W_d}{2\pi \cdot Fd}$$

Figura 11 - HDRB Caratteristiche degli isolatori. Ordinanza 3274 aggiornata con Ordinanza 3431 del 03.05.05. al punto 10.2. Vedi anche NTC 2008 al punto 11.9.5



- **Modulo dinamico di taglio G_{din}**

  come modulo secante in corrispondenza di $d/t_e=1$

  G_{din} deve ricadere nell'intervallo 0.35÷1.40 MPa

$$G_{din} = \frac{F \cdot t_e}{A \cdot d} \quad [9]$$

Figura 12 - Prescrizioni per G_{din}

Caratteristiche fisico-meccaniche delle mescole *Rubber compound phisical-mechanical characteristic*		Mescola / *Compound*			
		Normale nd / *Normal nd*	Morbida / *Soft*	Normale / *Normal*	Dura / *Hard*
Durezza / *Hardness*	Shore A3	50±3	40±3	60±3	75±3
Resistenza a rottura / *Tensile strength*	N/mm²	20	20	20	18
Allungamento a rottura / *Tensile strain*	%	600	750	600	500
Modulo di elasticità G / *G Modulus*	N/mm²	0,9	0,4	0,8	1,4
Smorzamento viscoso equivalente del solo elastomero/ *Viscous damping of the rubber*	%	4	10	10	16

Figura 13 - Caratteristiche tecniche delle gomme di varie durezze,
nel rispetto delle prescrizioni di figura 12.

[9] Dalle espressioni di figura 11

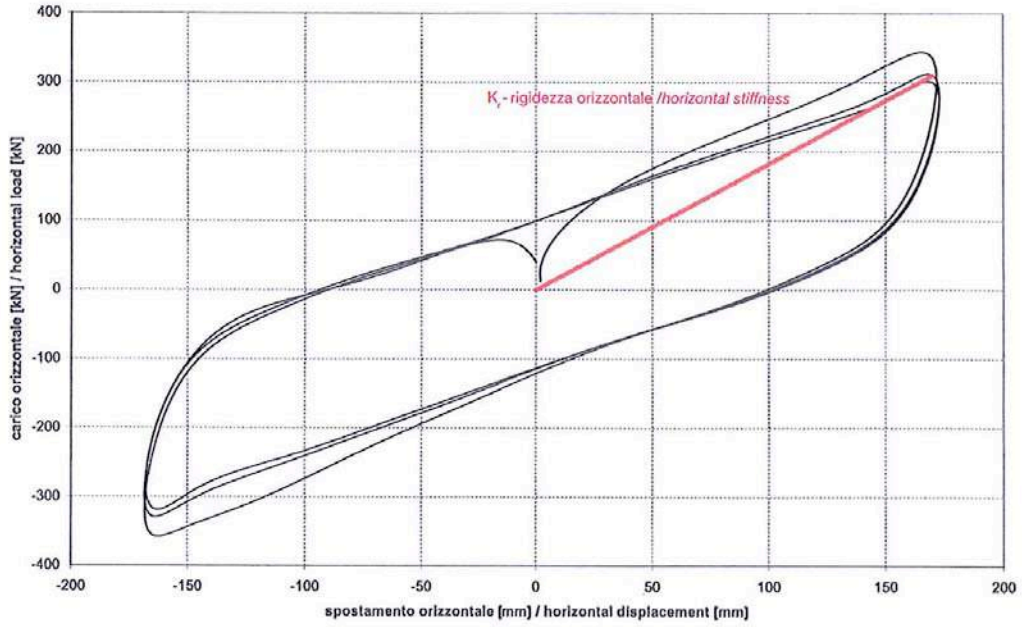
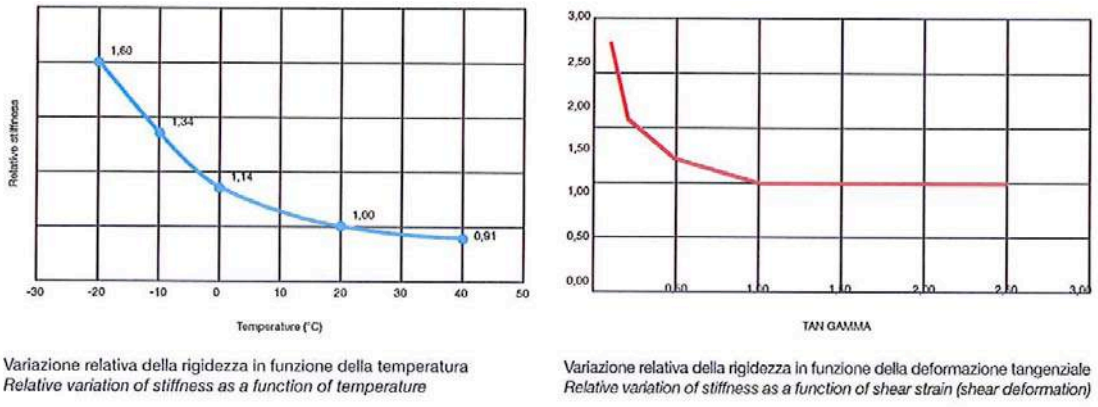


Figura 14 - Diagramma di isteresi di un isolatore HDRB



Variazione relativa della rigidezza in funzione della temperatura
Relative variation of stiffness as a function of temperature

Variazione relativa della rigidezza in funzione della deformazione tangenziale
Relative variation of stiffness as a function of shear strain (shear deformation)

Figura 15 - Variazioni della rigidezza con la temperatura e con la deformazione

Legenda | *Legend*

HDS (High Damping Soft)
G=0,4N/mm2 – ξ=10%.
HDN (High Damping Normal)
G=0,8N/mm2 – ξ=10%
HDH (High Damping Hard)
G=1,4N/mm2 – ξ=16%

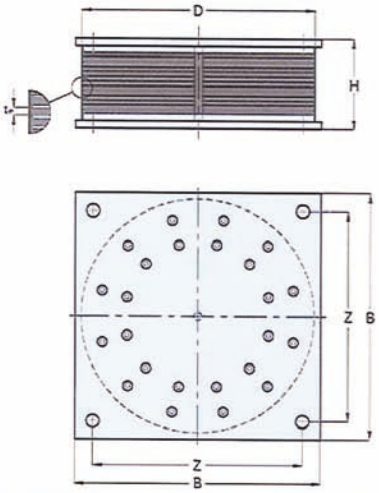
Dati tecnici | *Technical Data*

V_{max} Carico verticale massimo allo SLU con spostamento nullo
Max vertical load at ULS (Ultimate Limit State) with zero displacement
V_{sism} Carico verticale in condizione sismica
Vertical load under seismic conditions
K_r Rigidezza orizzontale
Horizontal stiffness
S_{max} Spostamento di progetto
Design displacement
ξ Smorzamento viscoso della gomma
Viscous damping of the rubber

Dati geometrici | *Geometrical Data*

D Diametro elastomero
Diameter of the elastomer
H Altezza totale isolatore
Overall height of the isolator
t_e Spessore elastomero
Thickness of the elastomer
B Dimensione d'ingombro dell'isolatore (nelle due direzioni)
Overall dimensions (space requirement) of the isolator (in two directions)
Z Interasse degli ancoraggi (nelle due direzioni)
Distance between centers of anchorages (in two directions)

B = D + 50
Z = 0,75 x B



HDS	Vmax [kN]	Vsism [kN]	Kr [kN/mm]	HDN	Vmax [kN]	Vsism [kN]	Kr [kN/mm]	HDH	Vmax [kN]	Vsism [kN]	Kr [kN/mm]	H [mm]	te [mm]	Smax [mm]
Diametro elastomero / Elastomer diameter D = 300mm														
HDS300X48	800	650	0,59	HDN300X48	1650	1400	1,18	HDH300X48	2900	2500	2,06	132	48	100
HDS300X54	800	600	0,52	HDN300X54	1700	1200	1,05	HDH300X54	3050	2100	1,83	140	54	110
HDS300X60	800	520	0,47	HDN300X60	1750	1000	0,94	HDH300X60	3100	1800	1,65	148	60	120
HDS300X66	750	430	0,43	HDN300X66	1550	850	0,86	HDH300X66	2750	1500	1,50	156	66	140
HDS300X72	700	370	0,39	HDN300X72	1400	750	0,79	HDH300X72	2500	1300	1,37	164	72	150
HDS300X78	650	330	0,36	HDN300X78	1300	650	0,72	HDH300X78	2250	1150	1,27	172	78	160
HDS300X84	550	290	0,34	HDN300X84	1150	550	0,67	HDH300X84	1050	1000	1,18	180	84	170
HDS300X90	550	250	0,31	HDN300X90	1100	500	0,63	HDH300X90	1900	900	1,10	188	90	180
HDS300X96	500	210	0,29	HDN300X96	1000	400	0,59	HDH300X96	1750	750	1,03	196	96	200
Diametro elastomero / Elastomer diameter D = 350														
HDS350X49	1100	1100	0,79	HDN350X49	2200	2200	1,57	HDH350X49	3850	3850	2,75	143	49	100
HDS350X56	1150	950	0,69	HDN350X56	2300	1950	1,37	HDH350X56	4000	3400	2,41	154	56	120
HDS350X63	1200	800	0,61	HDN350X63	2350	1650	1,22	HDH350X63	4200	2800	2,14	165	63	130
HDS350X70	1200	700	0,55	HDN350X70	2450	1450	1,10	HDH350X70	4300	2550	1,92	176	70	140
HDS350X77	1100	600	0,50	HDN350X77	2200	1200	1,00	HDH350X77	3850	2100	1,75	187	77	160
HDS350X84	1000	500	0,46	HDN350X84	2000	1050	0,92	HDH350X84	3500	1750	1,60	198	84	170
HDS350X91	900	450	0,42	HDN350X91	1800	900	0,85	HDH350X91	3150	1550	1,48	197	91	190
HDS350X98	800	400	0,39	HDN350X98	1650	800	0,79	HDH350X98	2900	1400	1,37	207	98	200
HDS350X105	750	350	0,37	HDN350X105	1500	700	0,73	HDH350X105	2650	1250	1,28	217	105	210
HDS350X112	700	300	0,34	HDN350X112	1400	600	0,69	HDH350X112	2450	1050	1,20	227	112	230

Figura 16 - Tabella esplicativa di una tipologia commerciale di alcuni isolatori HDRB

LRB Lead Rubber Bearings. Appoggi in gomma con nucleo in piombo

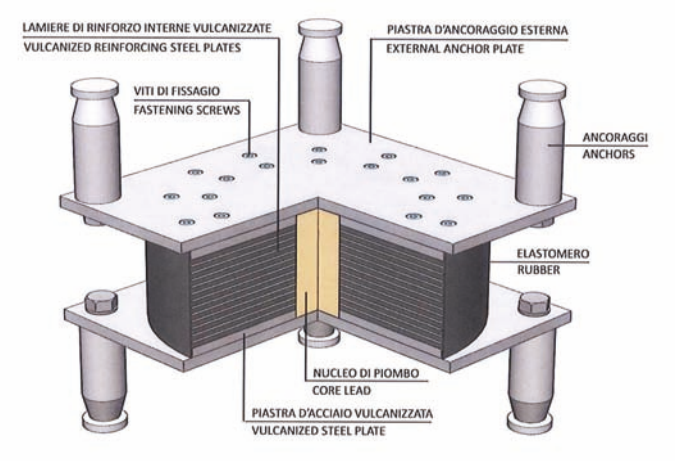


Figura 17 - Schema assonometrico di un isolatore tipo LRB. Appoggi in gomma con nucleo in piombo.

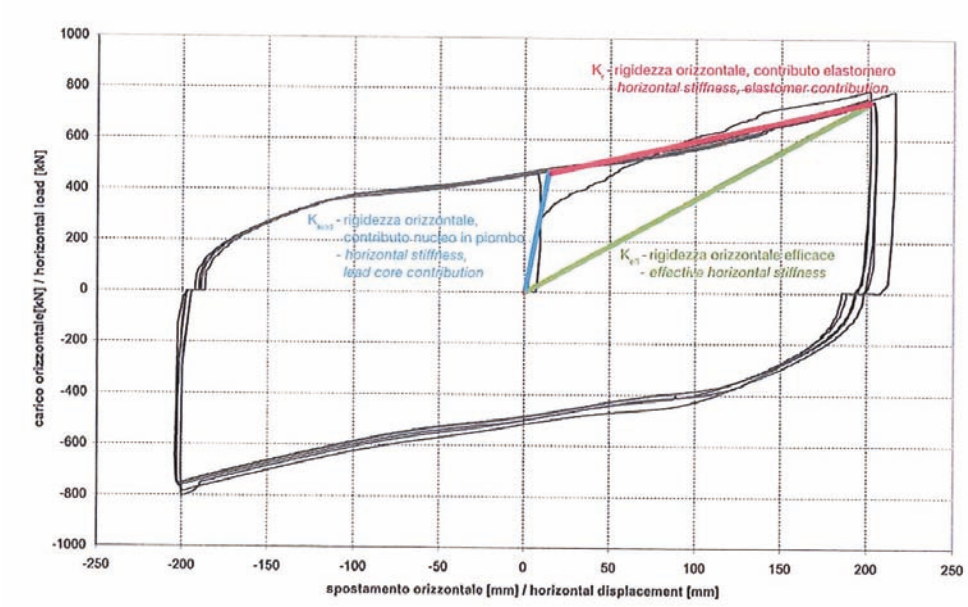


Figura 18 - Diagramma di isteresi di un isolatore LRB

Legenda | *Legend*

LRS

LRS ξ_r= 10% - G = 0,4 MPa

LRN

LRN ξ_r= 4% - G = 0,9 MPa

Dati tecnici | *Technical Data*

V_{max} Carico verticale massimo allo SLU con spostamento nullo
Max vertical load at ULS (Ultimate Limit State) with zero displacement

V_{sism} Carico verticale in condizione sismica
Vertical load under seismic conditions

Kr Rigidezza orizzontale (contributo elastomero)
Horizontal stiffness (elastomer contribution)

K_{lead} Rigidezza orizz. (contr. nucleo in piombo)
Horizontal stiffness (lead core contribution)

F_y Carico di snervamento del nucleo
Yield point load for lead core

K_{eff} Rigidezza orizzontale efficace
Effective horizontal stiffness

S_{max} Spostamento di progetto | *Design displacement*

ξ_r Smorzamento viscoso della gomma
Viscous damping of the rubber

β_{eff} Smorzamento efficace | *Effective damping*

Dati geometrici | *Geometrical Data*

te Spessore elastomero
Thickness of the elastomer

H Altezza totale isolatore
Overall height of the isolator

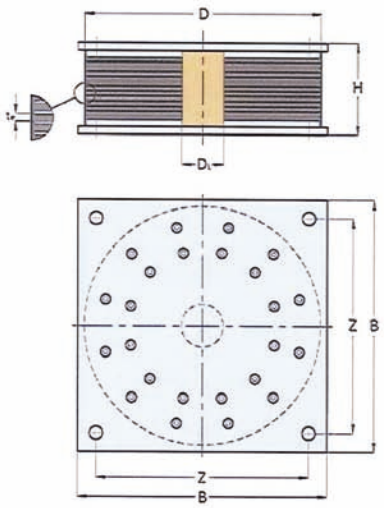
D Diametro elastomero
Diameter of the elastomer

B Dimensione d'ingombro dell'isolatore (nelle due direzioni)
Overall dimensions (space requirement) of the isolator (in two directions)

Z Interasse degli ancoraggi (nelle due direzioni)
Distance between centers of anchorages (in two directions)

β_{eff} = 28%
per tutti gli isolatori
for all isolators

B = D + 50
Z = 0,75 x B



LRS	Vmax [kN]	Vsism [kN]	Kr [kN/mm]	Klead [kN/mm]	Fy [kN]	Keff [kN/mm]	LRN	Vmax [kN]	Vsism [kN]	Kr [kN/mm]	Klead [kN/mm]	Fy [%]	Keff [kN/mm]	H [mm]	te [mm]	Smax [mm]
Diametro elastomero / Elastomer diameter D = 300																
LRS300X48	750	650	0,57	6,43	26	0,81	LRN300X48	1450	1250	1,18	21,27	83	1,96	146	48	100
LRS300X54	800	550	0,51	5,72	26	0,72	LRN300X54	1550	1050	1,06	17,06	75	1,70	156	54	110
LRS300X60	800	450	0,46	4,25	22	0,62	LRN300X60	1600	900	0,95	15,36	75	1,54	166	60	120
LRS300X66	700	400	0,41	4,68	26	0,58	LRN300X66	1350	750	0,86	15,47	83	1,42	176	66	140
LRS300X72	650	350	0,38	4,29	26	0,54	LRN300X72	1250	650	0,79	14,18	83	1,31	175	72	150
LRS300X78	600	300	0,35	3,96	26	0,50	LRN300X78	1150	550	0,73	11,81	75	1,18	184	78	160
LRS300X84	550	250	0,33	3,68	26	0,47	LRN300X84	1050	500	0,68	10,97	75	1,10	193	84	170
LRS300X90	500	200	0,31	2,84	22	0,41	LRN300X90	950	450	0,64	10,24	75	1,03	202	90	180
LRS300X96	450	0	0,28	3,22	26	0,40	LRN300X96	850	350	0,59	10,64	83	0,98	211	96	200
Diametro elastomero / Elastomer diameter D = 350																
LRS350X56	1050	900	0,66	7,70	36	0,94	LRN350X56	2000	1700	1,38	24,11	110	2,24	154	56	120
LRS350X63	1100	750	0,59	5,83	31	0,81	LRN350X63	2100	1450	1,23	21,43	110	2,03	165	63	130
LRS350X70	1150	650	0,53	5,25	31	0,74	LRN350X70	2100	1250	1,10	19,29	110	1,85	176	70	140
LRS350X77	1000	550	0,48	5,60	36	0,69	LRN350X77	1900	1050	1,00	17,54	110	1,65	187	77	160
LRS350X84	850	450	0,44	4,38	31	0,61	LRN350X84	1750	900	0,92	16,07	110	1,53	198	84	170
LRS350X91	800	400	0,41	4,74	36	0,58	LRN350X91	1550	800	0,85	14,84	110	1,40	197	91	190
LRS350X98	750	350	0,38	3,75	31	0,52	LRN350X98	1450	700	0,79	13,78	110	1,31	207	98	200
LRS350X105	700	300	0,36	3,50	31	0,49	LRN350X105	1350	600	0,74	12,86	110	1,23	217	105	210
LRS350X112	650	0	0,33	3,28	31	0,46	LRN350X112	1200	500	0,69	12,06	110	1,14	227	112	230

Figura 19 - Tabella esplicativa di una tipologia commerciale di alcuni isolatori LRB

FPI Friction Pendulum Isolators. Isolatori a pendolo scorrevole.

Gli isolatori antisismici a pendolo scorrevole, permettono lo spostamento relativo della sovrastruttura rispetto alla sottostruttura, con lo relativo scorrimento di una o due superfici sferiche relazionate ad un dispositivo di rotazione.

Nel caso di due superfici sferiche Il raggio di curvatura di queste determina il periodo proprio di vibrazione della struttura. Inoltre il periodo è indipendente dalla massa gravante. Si ottiene di conseguenza l'eliminazione degli effetti torsionali intorno all'asse verticale durante il terremoto.

Lo smorzamento viscoso equivalente ξ è funzione dell'attrito dinamico μ.

Gli isolatori antisismici a pendolo scorrevole sono autocentranti.

Legenda delle figure:

1 Piastra superiore di ancoraggio

2 Superficie di scorrimento principale

3 Materiale di scorrimento

4 Articolazione di rotazione

5 Superficie di scorrimento secondaria (rotazione)

6 Piastra inferiore

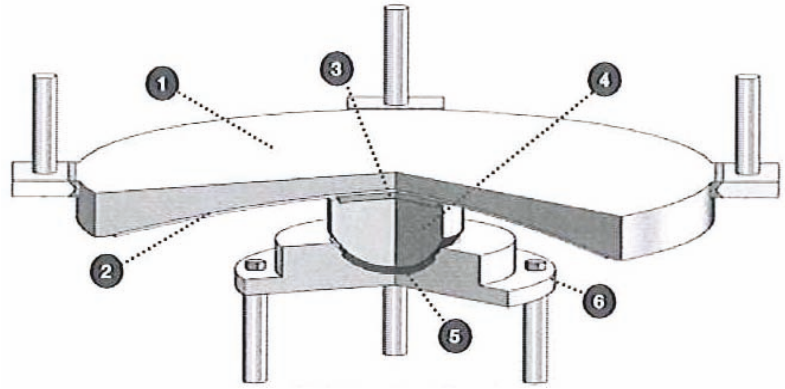


Figura 20 - Isolatore a pendolo scorrevole dotato di una sola superficie di scorrimento.

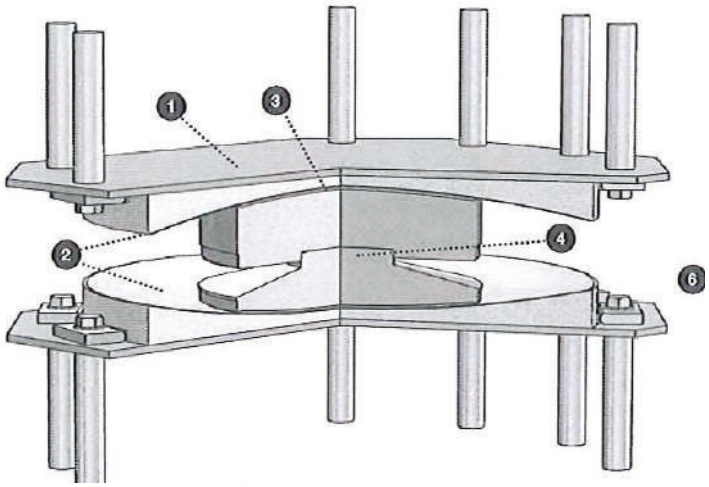


Figura 21 - Isolatore a pendolo scorrevole dotato di due superfici di scorrimento.

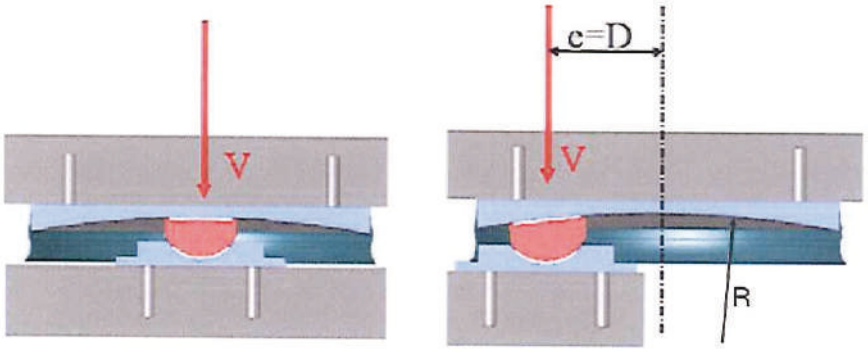


Figura 22 - Spostamento della risultante con un isolatore a pendolo scorrevole dotato di una sola superficie di scorrimento

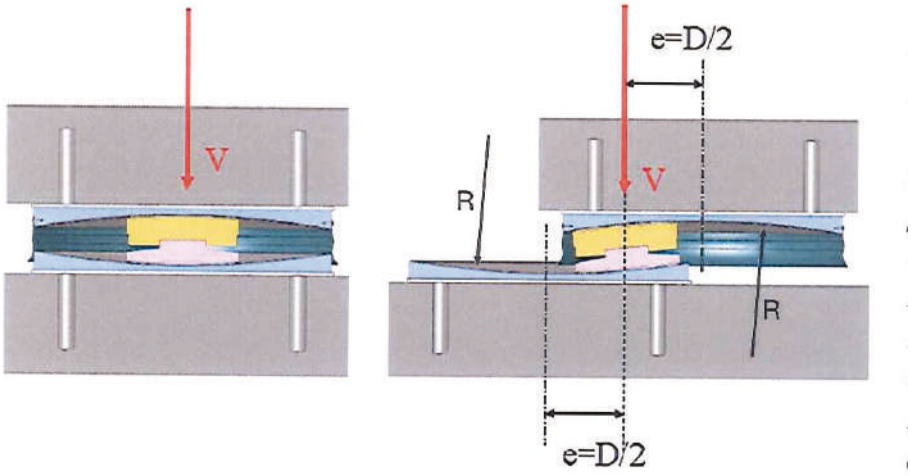


Figura 23 - Spostamento della risultante in un isolatore a pendolo scorrevole dotato di due superfici di scorrimento

Le figure mostrano la creazione durante i movimenti sismici di eccentricità della risultante. Gli isolatori con una sola superficie di scorrimento possono essere usati diritti o capovolti in funzione della maggio resistenza della sottostruttura o sovrastruttura che deve assorbire l'eccentricità dei carichi.

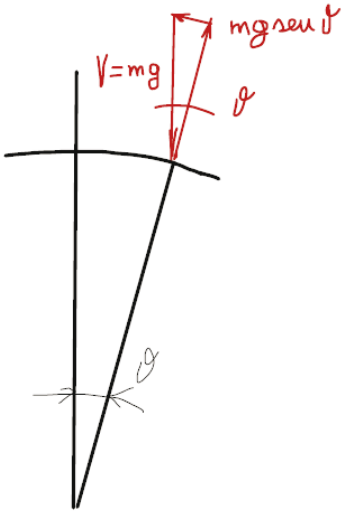


Figura 24 - Equilibrio delle forze in un pendolo scorrevole privo di attrito

Sulla base del semplice schema di figura si può scrivere l'equazione di equilibrio dinamico del pendolo scorrevole:

$$m \cdot \ddot{x} + m \cdot g \cdot sen\vartheta \cdot \cos\vartheta \approx m \cdot \ddot{x} + m \cdot g \cdot \vartheta = 0$$

dato che gli angoli sono piccoli.

Essendo:

$$\ddot{x} \approx R \cdot \ddot{\vartheta}$$

si può scrivere:

$$m \cdot \ddot{\vartheta} + m \cdot g \cdot \vartheta = 0$$

Che è equivalente alla formula dell'oscillatore semplice. Da cui:

$$k = \frac{m \cdot g}{R} = \frac{V}{R} \qquad \varpi = \sqrt{\frac{k}{m}} = \sqrt{\frac{g}{R}} \qquad T = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{R}{g}}$$

dove:

V è il peso gravante sul pendolo, di cui m è la massa e g è l'accelerazione di gravità.

In presenza di attrito dinamico μ, si deve aggiungere alla forza di richiamo dovuta al peso quella conseguente all'attrito.

$$\mu \cdot V = k_{\mu} \cdot d$$

dove d è lo spostamento

e dove k_{μ} è una rigidezza equivalente dovuta all'attrito per cui:

$$k_{eff} = \frac{V}{R} + \frac{\mu \cdot V}{d} \qquad T_{eff} = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{V}{k_{eff} \cdot g}} = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{m}{k_{eff}}}$$

Lo smorzamento è legato all'attrito dinamico ma anche al periodo T:

$$\xi = \frac{\frac{2}{\pi} \cdot \mu}{\frac{4 \cdot \pi^2 \cdot d}{g \cdot T^2} + \mu} = \frac{2}{\pi} \cdot \frac{\mu}{\mu + \frac{d}{R}}$$

essendo: $T^2 = 4 \cdot \pi^2 \cdot \frac{R}{g}$

Per gli isolatori a due superfici di scorrimento:

$$T_{eff} = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot (R - h)}{g}}$$

le altre espressioni per gli isolatori a due superfici sono affini alle precedenti, basta sostituire al posto di R l'espressione: $2 \cdot (R - h))$

h è la distanza tra il centro dell'articolazione e le superfici sferiche, per gli isolatori a due superfici.

L'attrito non deve essere eccessivo altrimenti il sistema potrebbe non ricentrarsi.

È consigliato un $\xi \leq 30\%$

L'attrito dinamico μ è variabile (vedi schede tecniche dei produttori).

L'attrito statico maggiore di quello dinamico determina una rigidezza sufficiente nei confronti dei carichi statici orizzontali (vento, etc.).

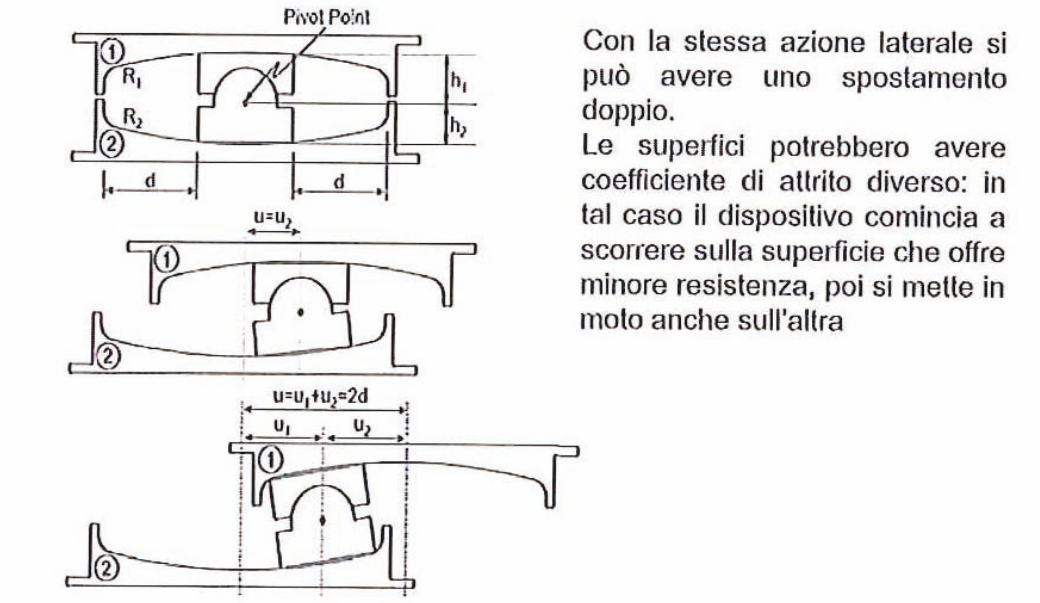


Figura 25 - Schema di funzionamento di un isolatore a pendolo doppio. In genere $h_1 = h_2 = h$

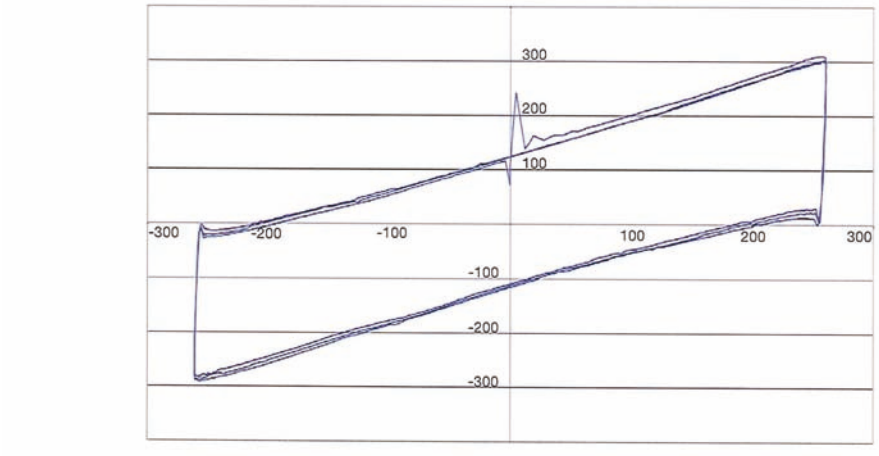
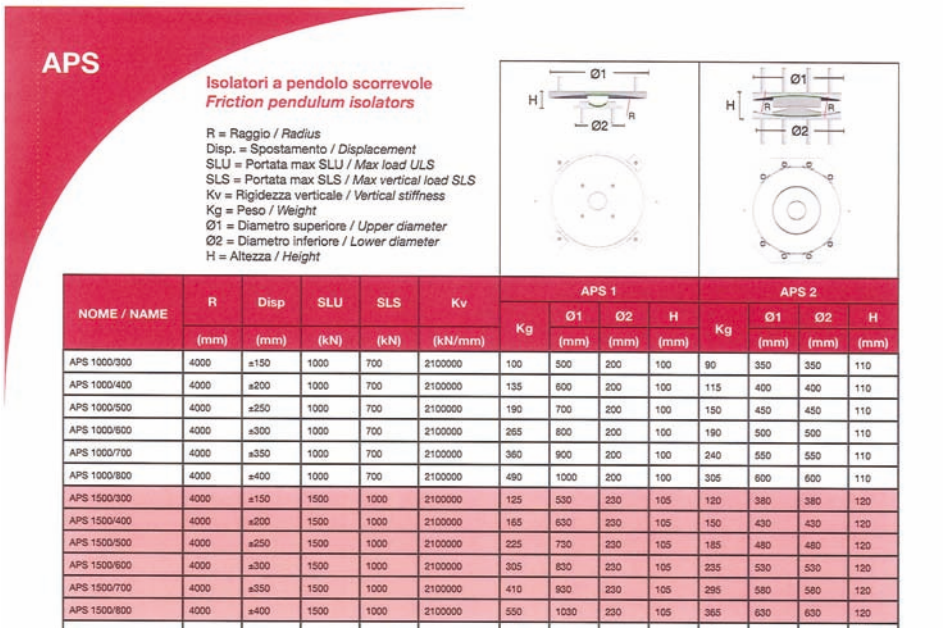


Figura 26 - Diagramma di isteresi di un isolatore a pendolo scorrevole a singola superficie di scorrimento.



NOME / NAME	R	Disp	SLU	SLS	Kv	APS 1				APS 2			
						Kg	Ø1	Ø2	H	Kg	Ø1	Ø2	H
	(mm)	(mm)	(kN)	(kN)	(kN/mm)		(mm)	(mm)	(mm)		(mm)	(mm)	(mm)
APS 1000/300	4000	±150	1000	700	2100000	100	500	200	100	90	350	350	110
APS 1000/400	4000	±200	1000	700	2100000	135	600	200	100	115	400	400	110
APS 1000/500	4000	±250	1000	700	2100000	190	700	200	100	150	450	450	110
APS 1000/600	4000	±300	1000	700	2100000	265	800	200	100	190	500	500	110
APS 1000/700	4000	±350	1000	700	2100000	360	900	200	100	240	550	550	110
APS 1000/800	4000	±400	1000	700	2100000	490	1000	200	100	305	600	600	110
APS 1500/300	4000	±150	1500	1000	2100000	125	530	230	105	120	380	380	120
APS 1500/400	4000	±200	1500	1000	2100000	165	630	230	105	150	430	430	120
APS 1500/500	4000	±250	1500	1000	2100000	225	730	230	105	185	480	480	120
APS 1500/600	4000	±300	1500	1000	2100000	305	830	230	105	235	530	530	120
APS 1500/700	4000	±350	1500	1000	2100000	410	930	230	105	295	580	580	120
APS 1500/800	4000	±400	1500	1000	2100000	550	1030	230	105	365	630	630	120

Figura 27 - Tabella esplicativa di una tipologia commerciale di alcuni isolatori FPI semplici e doppi.

FD Fluid Viscous Dampers. Ammortizzatori viscosi fluidodinamica

Gli ammortizzatori fluido dinamici sono costituiti principalmente da un cilindro riempito con un fluido siliconico all'interno del quale scorre un pistone a doppio effetto. Il fluido siliconico scorre tra le due camere dissipando energia.

Gli ammortizzatori fluidodinamica possono essere caratterizzati da una relazione del tipo:

$$F = C \cdot V^{\alpha}$$

dove:

F è la forza di reazione del dispositivo

C è una costante

V è la velocità di spostamento

α è un esponente che caratterizza le proprietà dissipative del dispositivo.

In genera $\alpha < 1$

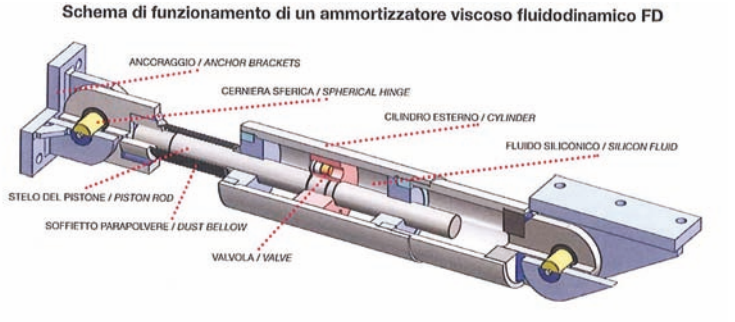


Figura 28 - Schema costruttivo di un ammortizzatore viscoso fluidodinamica.

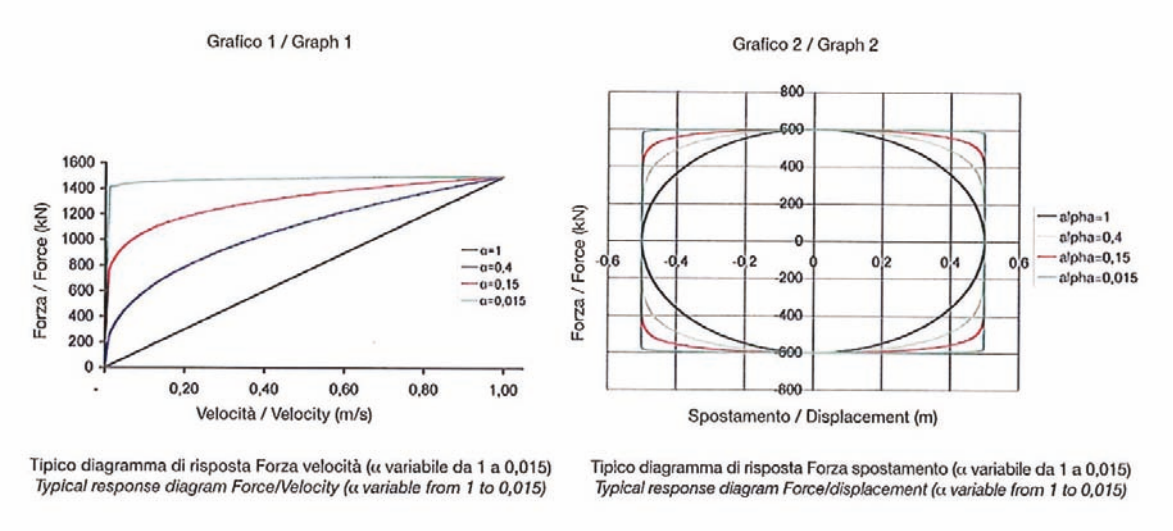


Figura 29 - Grafici forza velocità e forza spostamento di ammortizzatori viscosi in funzione di alfa (α). Più l'esponente è piccolo maggiore è la dissipazione di energia.

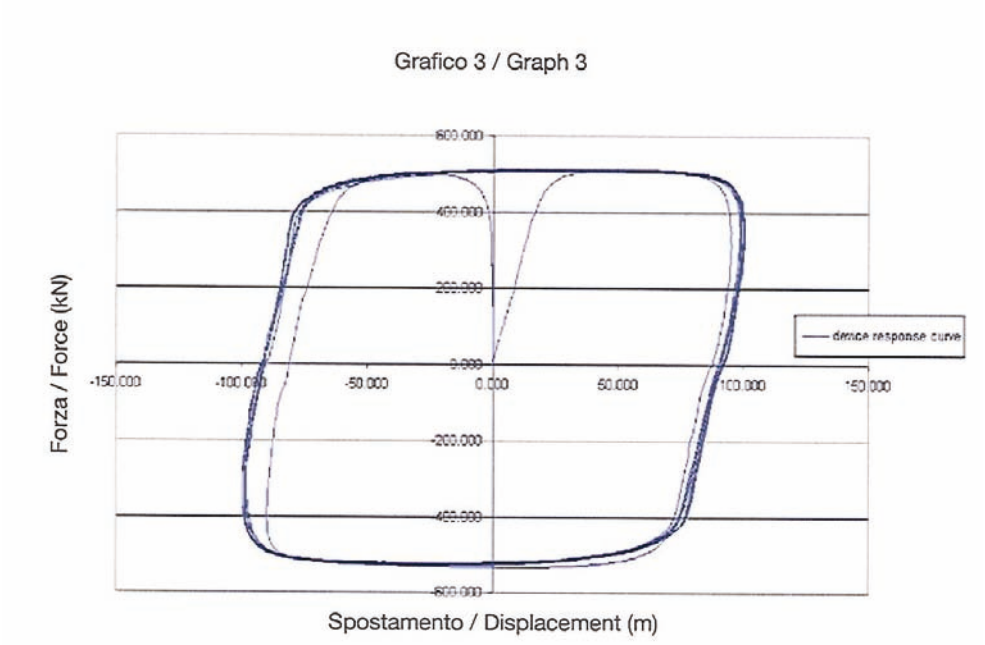


Figura 30 - Tipico diagramma di isteresi di un ammortizzatore viscoso fluidodinamica con α = 0,15

Sono solitamente impiegati nei ponti ma possono essere impiegati anche in altre strutture.

Possiedono le seguenti caratteristiche:

Adattabilità

Risposta immediata

Stabilità con la temperatura

Alto livello di smorzamento

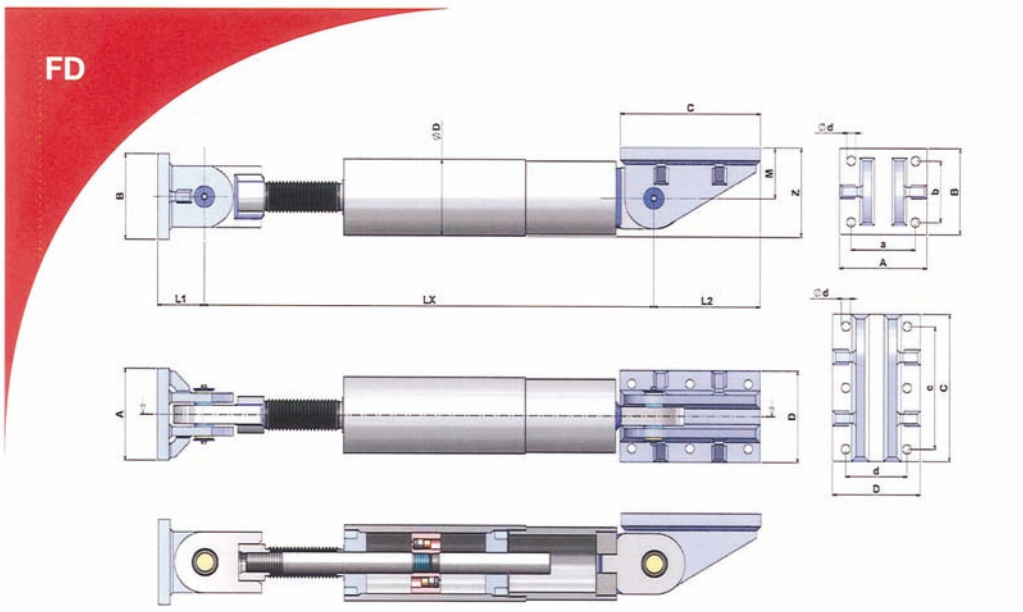
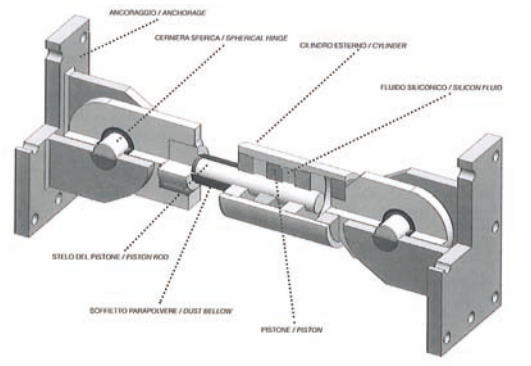


TABELLA DIMENSIONALE / *DIMENSIONAL TABLE*																	
Sigla / *Mark*	Mov.	Dimensioni / *Size*						Ancoraggi / *Anchors*									
		Lx	L1	L2	M	Z	D	A	B	a	b	n°/d	C	D	c	d	n°/d
FD 1000/200	±100	1400	210	320	180	300	250	380	440	270	330	4/50	470	380	360	270	6/60
FD 1000/300	±150	1700	210	320	180	300	250	380	440	270	330	4/50	470	380	360	270	6/60
FD 1000/400	±200	2000	210	320	180	300	250	380	440	270	330	4/50	470	380	360	270	6/60
FD 1500/200	±100	1500	250	380	210	310	250	480	480	350	350	4/60	550	430	430	300	6/70
FD 1500/300	±150	1800	250	380	210	310	250	480	480	350	350	4/60	550	430	430	300	6/70
FD 1500/400	±200	2100	250	380	210	310	250	480	480	350	350	4/60	550	430	430	300	6/70
FD 2000/200	±100	1600	280	540	240	360	300	550	550	370	370	4/70	730	450	600	320	8/70
FD 2000/300	±150	1900	280	540	240	360	300	550	550	370	370	4/70	730	450	600	320	8/70
FD 2000/400	±200	2200	280	540	240	360	300	550	550	370	370	4/70	730	450	600	320	8/70
FD 2500/200	±100	1700	330	590	270	400	335	550	550	370	370	4/70	810	510	670	370	8/80

Figura 31 - Tabella esplicativa di una tipologia commerciale di alcuni ammortizzatori viscosi fluidodinamica. Dimensioni in mm e forze allo SLU in kN.

STU Shock Trasmitter Units. Connettori idraulici

Sono costituiti da un cilindro e da un pistone a doppio effetto con un circuito idraulico che consente il passaggio di un fluido da una una camera all'altra. A bassa velocità non determinano forze, mentre ad alta velocità sono praticamente indeformabili. Vengono in genere utilizzati per eliminare i battimenti tra corpi contigui molto vicini. In sostanza i giunti funzionano come tali sotto azioni termiche o movimenti lenti, mentre in presenza di sisma gli edifici adiacenti si comportano come monolitici.



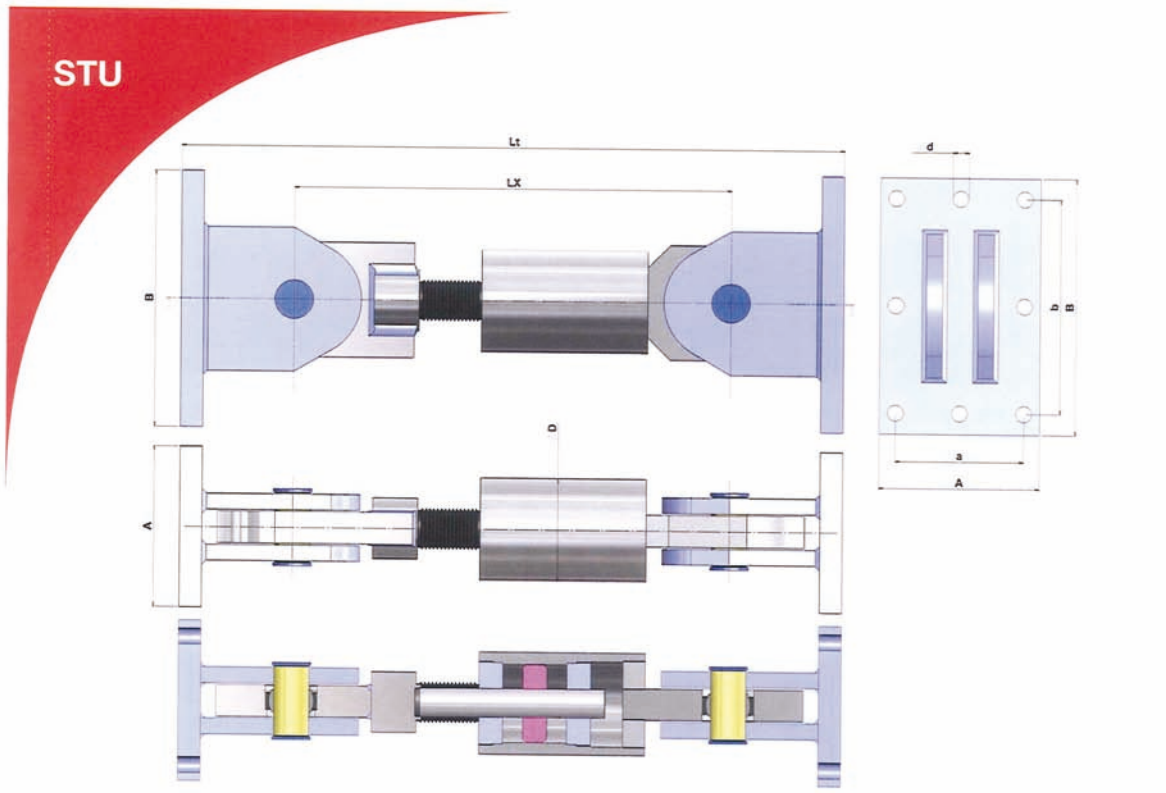


TABELLA DIMENSIONALE / *DIMENSIONAL TABLE*

Sigla / *Mark*	Mov.	Dimensioni / *Size*			Ancoraggi / *Anchors*				
		Lx	Lt	D	A	B	a	b	n°/ d
STU 200/50	± 25	510	705	130	210	290	110	190	4/40
STU 200/100	± 50	660	855	130	210	290	110	190	4/40
STU 300/50	± 25	535	755	150	210	290	110	190	4/40
STU 300/100	± 50	680	900	150	210	290	110	190	4/40
STU 550/50	± 25	580	850	185	260	410	160	310	4/40
STU 550/100	± 50	730	1000	185	260	410	160	310	4/40
STU 1000/50	± 25	970	1410	235	380	440	270	330	4/50
STU 1000/100	± 50	1095	1535	235	380	440	270	330	4/50
STU 1500/50	± 25	1050	1595	270	480	480	350	350	4/60
STU 1500/100	± 50	1185	1730	270	480	480	350	350	4/60
STU 2000/50	± 25	1210	1880	320	550	550	370	370	4/70
STU 2000/100	± 50	1340	2010	320	550	550	370	370	4/70

Figura 32 - Tabella esplicativa di una tipologia commerciale di alcuni connettori idraulici. Dimensioni in mm e forze allo SLU in kN.

3.4.3. APPOGGI SEMPLICI BIDIREZIONALI

Possono essere in gomma armata con lamierini , con piastre di estremità, o in gomma teflon con o senza piastre possono essere inseriti in un progetto di isolamento riducendo il numero degli appoggi antisismici che costituiscono la base essenziale del progetto.

3.5. Scelta degli isolatori e della loro posizione cercando di ridurre al minimo le distanza tra baricentro delle masse e baricentro delle rigidezze degli isolatori.

Riprendendo le considerazioni del punto 3.3 nel quale si era ipotizzata una rigidezza di progetto del sistema di isolamento $K_{esi} = 5.958\,\text{KN/m}$ l'analisi procede secondo i punti seguenti.

3.5.1. DETERMINAZIONE DEL BARICENTRO DELLE MASSE O DEI PESI

Si compilano due tabelle. Si è posta l'origine delle coordinate al centro del pilastro 9

Pilastro	Gtot=G1+G2	x	y	Gtot*x	Gtot*y
n°	Kg	m	m	Kgm	Kgm
1	28.700	0,0	10,0	0	287.000
2	39.100	4,0	10,0	156.400	391.000
3	47.900	8,0	10,0	383.200	479.000
4	37.500	14,0	10,0	525.000	375.000
5	47.900	0,0	6,0	0	287.400
6	55.900	4,0	6,0	223.600	335.400
7	68.900	8,0	6,0	551.200	413.400
8	47.900	14,0	6,0	670.600	287.400
9	37.500	0,0	0,0	0	0
10	49.500	4,0	0,0	198.000	0
11	60.900	8,0	0,0	487.200	0
12	48.900	14,0	0,0	684.600	0
Somma	570.600		Somma	3.879.800	2.855.600
Bar. Pesi	m				
xg	6,80				
yg	5,00				

Tabella 2 - Determinazione del baricentro dei pesi

Pilastro	Gtot=G1+G2+0,3*Q	x	y	Gtot*x	Gtot*y
n°	Kg	m	m	Kgm	Kgm
1	30.320	0,0	10,0	0	303.200
2	41.020	4,0	10,0	164.080	410.200
3	50.300	8,0	10,0	402.400	503.000
4	38.940	14,0	10,0	545.160	389.400
5	50.300	0,0	6,0	0	301.800
6	60.700	4,0	6,0	242.800	364.200
7	74.900	8,0	6,0	599.200	449.400
8	50.300	14,0	6,0	704.200	301.800
9	38.940	0,0	0,0	0	0
10	52.380	4,0	0,0	209.520	0
11	64.500	8,0	0,0	516.000	0
12	51.060	14,0	0,0	714.840	0
Somma	603.660		Somma	4.098.200	3.023.000
Bar. Pesi	m				
xg	6,79				
yg	5,01				

Tabella 3 - Determinazione del baricentro dei pesi compresa quota parte dei sovraccarichi.

Sostanzialmente il baricentro non cambia aggiungendo i sovraccarichi sismici.

3.5.2. SCELTA DEGLI ISOLATORI ELASTOMERICI

Per ottenere che il baricentro delle rigidezze si avvicini il più possibile al baricentro delle masse devono essere scelti per tentativi gli isolatori e si deve sviluppare una verifica.

Nella descrizione delle tipologie di isolatori sono state usate immagini e tabelle di un importante produttore (ALGA sism), nell'esercizio sono usati isolatori di un altro importane produttore (FIP industriale). Vengono utilizzati nell'esempio isolatori elastomerici. In un capitolo successivo viene trattata anche la soluzione con isolatori a pendolo.

Dalla tabella 4 che segue si vede che con gli isolatori scelti per tentativi, si è vicini a quanto ipotizzato con eccentricità conformi a quanto prescritto dalla normativa.

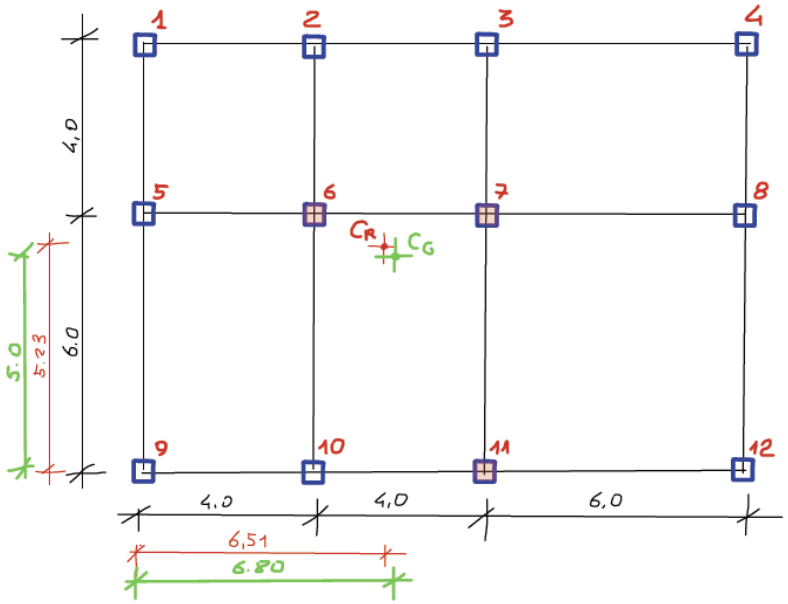


Figura 33 - Pianta con posizione centro delle rigidezze C_R e centro delle masse C_G .
I pilastri 6, 7, 11 hanno isolatore più rigido.

		KN/mm	m	m	KNm/mm	KNm/mm
1	SI-S 400x100	0,50	0	10	0,00	5,00
2	SI-S 400x100	0,50	4	10	2,00	5,00
3	SI-S 400x100	0,50	8	10	4,00	5,00
4	SI-S 400x100	0,50	14	10	7,00	5,00
5	SI-S 400x100	0,50	0	6	0,00	3,00
6	SI-S 400x75	0,67	4	6	2,68	4,02
7	SI-S 400x75	0,67	8	6	5,36	4,02
8	SI-S 400x100	0,50	14	6	7,00	3,00
9	SI-S 400x100	0,50	0	0	0,00	0,00
10	SI-S 400x100	0,50	4	0	2,00	0,00
11	SI-S 400x75	0,67	8	0	5,36	0,00
12	SI-S 400x100	0,50	14	0	7,00	0,00
		6,51			42,40	34,04
Centr.Rigidezza		m	e	3%		
xr		6,51	0,29	0,30		
yr		5,23	0,23	0,42		

Tabella 4 - Tabella per la determinazione del centro delle rigidezze e confronto con i limiti di normativa.

Quindi il centro delle rigidezze rispetta i limiti di scostamento dal baricentro delle masse di normativa (punto 7.10.5.3.1 NTC 2008).

Inoltre la rigidezza globale si avvicina alla scelta progettuale:

$$K_{esi} = 6,51\ KN/mm \cdot 1000 = 6.510\ \mathrm{KN/m} \approx 5.958\ \mathrm{KN/m}$$

$$K_{esi} = 6510 \cdot 1000 / 9.8 \cong 664.286\ Kg/m$$

La differenza rispetto al valore di progetto è circa del 9%

Si ricalcola di conseguenza il periodo effettivo:

$$T_{is} = \sqrt{\frac{M \cdot 4 \cdot \pi^2}{K_{esi}}} = \sqrt{\frac{603.660 \cdot 39,478}{9,8 \cdot 664.286}} = 1,91\,\mathrm{sec}$$

I dispositivi adottati per dichiarazione del produttore possono presentare uno smorzamento viscoso $\xi = 15\%$ e un modulo pari a G=0,4 N/mm^2

Le portate disponibili con una rigidezza verticale almeno 800 volte più grande di quella orizzontale sono molto più elevate di quelle richieste in condizioni non sismiche:

V = Carico verticale agente sull'isolatore con sisma e spostamento come da tabella.

Fzd = Carico verticale massimo allo SLU in esercizio.

Dispositivo	Smax	V	Fzd
	mm	KN	KN
SI-S 400x100	200	590	2650
SI-S 400x75	150	880	3540

3.6. Determinazione della accelerazione alla base della sovrastruttura in funzione del periodo di isolamento.

Si tratta semplicemente di scegliere sul grafico degli spettri di risposta in accelerazione al variare del coefficiente di smorzamento convenzionale, l'accelerazione che corrisponde a T=1,91 sec e a $\xi = 15\%$.

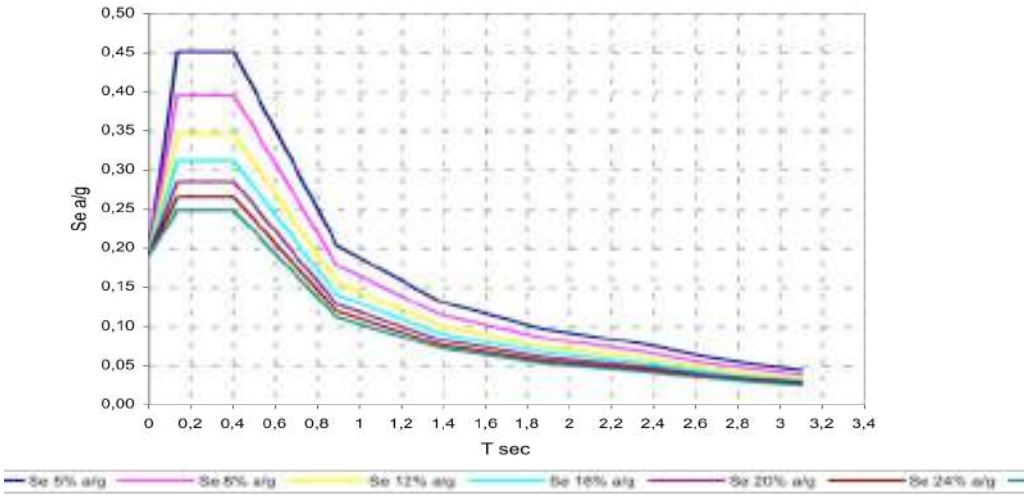


Figura 34 - Grafico per la determinazione dell'accelerazione in funzione di T e ξ

Risulta per la sovrastruttura isolata in SLV:

$S_e(T = 1{,}91\text{sec}; \xi = 15\%) = 0{,}060 \text{ in g}$

In sostanza la sovrastruttura che senza isolamento presentava una accelerazione SLV corrispondente a T=0,45 sec e $\xi = 5\%$ pari a:

$S_e(T = 0{;}45 \text{ sec}; \xi = 5\%) = 0{,}43 \text{ in g}$ (vedi Figura 4) vede ridotta l'accelerazione di oltre 7 volte.

3.7 Dimensionamento degli isolatori elastomerici

Si tratta ora di determinare la forza orizzontale complessiva da applicare al sistema di isolamento e di ripartirla tra i singoli isolatori in proporzione alle rispettive rigidezze.

Inoltre dato che non vi è coincidenza esatta tra il baricentro delle masse e quello delle rigidezze gli spostamenti orizzontali degli isolatori vanno calcolati e maggiorati secondo quanto previsto sempre al punto 7.10.5.3.1 delle NTC 2008.

"La forza orizzontale complessiva applicata al sistema d'isolamento, da ripartire tra gli elementi strutturali costituenti la sottostruttura in proporzione alle rigidezze dei corrispondenti dispositivi d'isolamento, è pari a:

$F = M \cdot S_e((T_{is}, \xi_{esi})$

dove $S_e(T_{is}, \xi_{esi})$ è l'accelerazione spettrale definita nel paragrafo 3.2.3 per la categoria di suolo di fondazione appropriata e $K_{esi,min}$ è la rigidezza equivalente minima in relazione alla variabilità delle proprietà meccaniche del sistema di isolamento, per effetto dei fattori definiti nel paragrafo 7.10.5.1.

Lo spostamento del centro di rigidezza dovuto all'azione sismica d_{dc} deve essere calcolato, in ciascuna direzione orizzontale, mediante la seguente espressione:

$d_{dc} = [M\ S_e(T_{is}, \xi_{esi})]/K_{esi,min}$

Le forze orizzontali da applicare a ciascun livello della sovrastruttura devono essere calcolate, in ciascuna direzione orizzontale, mediante la seguente espressione:

$f_j = m_j\ [S_e(T_{is}, \xi_{esi})]$

in cui:

m_j è la massa del livello j-esimo.

Gli effetti della torsione d'insieme della sovrastruttura sui singoli dispositivi di isolamento possono essere messi in conto amplificando in ciascuna direzione gli spostamenti e le forze precedentemente definiti mediante i fattori δ_{xi} e δ_{yi}, da applicare, rispettivamente, alle azioni in direzione x e y: [10]

$\delta_{xi} = 1 + (e_{tot,y}/r^2_y)\ yi \qquad \delta_{yi} = 1 + (e_{tot,x}/r^2_x)\ xi$

in cui:

(x_i, y_i) sono le coordinate del dispositivo rispetto al centro di rigidezza;

$e_{tot\ x,\ y}$ è l'eccentricità totale nella direzione x, y, inclusa quella accidentale[11];

$r_{x,\ y}$ sono le componenti, in direzione x e y del raggio torsionale del sistema di isolamento, date dalle seguenti espressioni:

$r^2_x = \sum (x^2_i K_{yi} + y^2_i K_{xi})/ \sum K_{yi}$

$r^2_y = \sum (x^2_i K_{yi} + y^2_i K_{xi})/ \sum K_{xi}$

---

[10] Le distanze x e y vanno inserite in valore assoluto, cioe positive sempre, altrimenti risulterebbero delle riduzioni e non delle maggiorazioni.

[11] NTC 2008 punto 7.2.6. Per tenere conto della variabilità spaziale del moto sismico, nonché di eventuali incertezze nella localizzazione delle masse, al centro di massa deve essere attribuita un'eccentricità accidentale rispetto alla sua posizione quale deriva dal calcolo. Per i soli edifici ed in assenza di più accurate determinazioni l'eccentricità accidentale in ogni direzione non può essere considerata inferiore a 0,05 volte la dimensione dell'edificio misurata perpendicolarmente alla direzione di applicazione dell'azione sismica. Detta eccentricità è assunta costante, per entità e direzione, su tutti gli orizzontamenti.

K_{xi} , K_{yi} sono le rigidezze equivalenti del dispositivo i-esimo rispettivamente nelle direzioni x e y.

Ai fini della verifica degli elementi strutturali, gli effetti torsionali sulla sovrastruttura sono valutati come specificato in paragrafo 7.3.3."

Calcoliamo F:

$F = M\, S_e\,(T_{is},\ \xi_{esi})$

Nella normativa la massa M è data come ovvia. In sostanza non si precisa se si tratta della massa della sovrastruttura o della massa complessiva inclusa la quota parte di sovraccarico utile. In precedenza abbiamo rilevato che il carico accidentale parzializzato in condizioni usuali è piccola parte rispetto alle masse strutturali per cui non incide particolarmente sulla determinazione del baricentro delle masse. Anche nel calcolo della accelerazione questa è poco influenzata dalla presenza o meno del sovraccarico. Conviene comunque a mio avviso, in coerenza con le norme generali considerare la massa maggiorata della quota parte di sovraccarico. Nel calcolare la forza sismica nell'Eurocodice 8 UNI EN 1998-1 punto 10.9.3 è invece precisato M =massa della sovrastruttura. Questa poi è precisata al punto 4.3.1. 10 (P) che rimanda al punto 4.2.4 (2) P. In sostanza è corretto il conteggio riferito al peso di 603660 Kg.

Si ha quindi sostituendo la massa con $\frac{P}{g}$:

$$F = \frac{603660}{9{,}8} \cdot 0{,}06 \cdot 9{,}8 = 36220\ \text{Kg}$$

$$F_i = \frac{F \cdot Ki}{\sum K}$$

la forza si ripartisce tra I vari isolatori in proporzione alle rispettive rigidezze per cui

Dispositivi	Forza
SI-S 400x100 s=200mm	2782 Kg
SI-S 400x75 s=150mm	3728 Kg

Torna:

$2782 \cdot 9 + 3728 \cdot 3 = 36222 Kg$

Lo spostamento del centro di rigidezza, si calcola con la formula:

$$d_{dc} = \frac{M \cdot S_e(T = 1{,}91\ \text{sec};\ \xi = 15\%)}{\mathrm{K}_{\mathrm{esi}}} = \frac{603.660 \cdot 0{,}06 \cdot 9{,}8}{9{,}8 \cdot 664.286} = 0{,}055 m = 55 mm$$

Il valore ricavato è molto simile a quello leggibile nel grafico Spettri di risposta elastici in spostamento al variare del coefficiente di smorzamento viscoso convenzionale ξ tra il 5% e il 30%.

Deve essere ulteriormente controllato che (punto 7.10.5.2 d) delle NTC 2008): "d) l'incremento della forza nel sistema d'isolamento per spostamenti tra 0,5 d_{dc} , e d_{dc} essendo d_{dc} lo spostamento del centro di rigidezza dovuto all'azione sismica, è almeno pari al 2,5% del peso totale della sovrastruttura".

Il peso totale della sovrastruttura è 570.600 Kg con spostamento corrispondente: $\frac{570600}{603660} \cdot 5{,}5 = 5{,}2 cm$

L'intervallo della deformazione a taglio γ da considerare è tra $\frac{5,2}{10} = 0,52$ e $0,5 \cdot 0,52 = 0,26$

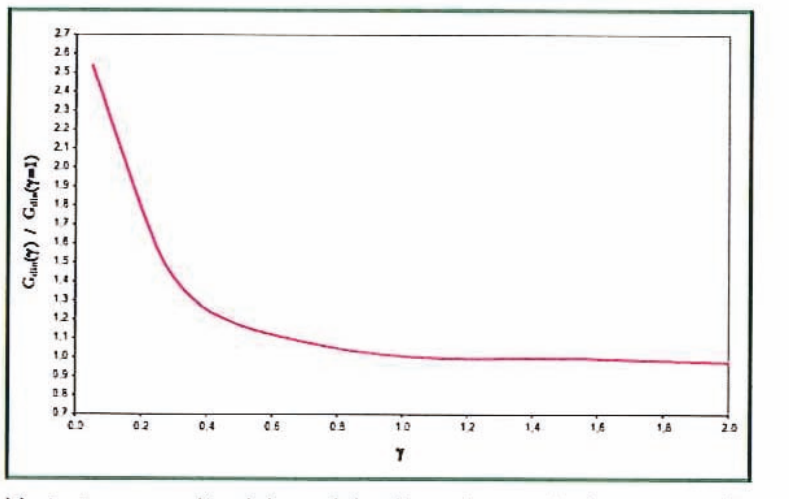


Figura 35 - Variazione media del modulo dinamico equivalente a taglio G_{din} in funzione della deformazione di taglio γ

In tale intervallo la rigidezza proporzionale alla variazione del modulo dinamico equivalente è da maggiorare per un coefficiente 1,35 circa.

Risulta un incremento della forza nell'intervallo:

$$\Delta F \cong 1,35 \cdot \frac{570600 \cdot 0,06}{2} = 23109 > 570600 \cdot \frac{2,5}{100} = 14265 Kg$$

Sarebbe anche da verificare che la rigidezza verticale del sistema di isolamento sia 800 volte superiore a quella orizzontale (NTC 2008 punto 7.10.5.3.1 c)). Questo è in realtà implicito nelle tabelle dei produttori. Ad esempio gli isolatori prescelti hanno i rapporti seguenti:

Dispositivi	Rapporto Kv/Ke
SI-S 400x100 s=200mm	1246
SI-S 400x75 s=150mm	1239

Entrambi >> 800. [12]

3.8 Determinazioni degli spostamenti

Prima di calcolare gli spostamenti devono essere calcolati i fattori di maggiorazione sia per le forze che per gli spostamenti.

Dato che nelle formule dei fattori di maggiorazione compaiono i raggi torsionali del sistema di isolamento, bisogna iniziare con la determinazione dei raggi torsionali.

L'eccentricità accidentale risulta (NTC 2008 punto 7.2.6):

$e_{ax} = 0,05 \cdot 10 = 0,5\,\text{m}$
$e_{ay} = 0,05 \cdot 14 = 0,7\,\text{m}$

L'eccentricità totale:

$e_{tot,x} = 0,50 + 0,29 = 0,79\,\text{m}$
$e_{tot,y} = 0,70 + 0,23 = 0,93\,\text{m}$

[12] È interessante notare che l'Eurocodice 8 UNI EN 1998-1 al punto 10.9.3 (4) c) prescrive per tale rapporto un valore minimo di 150 volte <<800 volte.

Calcoliamo ora le componenti r_x ed r_y del raggio torsionale del sistema di isolamento.

Centro rigidezze			m				
xcr			6,51				
ycr			5,23				
Pil.	Isol. HDRB	K	x	y	xi	yi	somma K*(x2+y2)
		KN/mm	m	m	m	m	
1	SI-S 400x100	0,50	0	10	-6,51	4,77	32,57
2	SI-S 400x100	0,50	4	10	-2,51	4,77	14,53
3	SI-S 400x100	0,50	8	10	1,49	4,77	12,49
4	SI-S 400x100	0,50	14	10	7,49	4,77	39,43
5	SI-S 400x100	0,50	0	6	-6,51	0,77	21,49
6	SI-S 400x75	0,67	4	6	-2,51	0,77	4,62
7	SI-S 400x75	0,67	8	6	1,49	0,77	1,88
8	SI-S 400x100	0,50	14	6	7,49	0,77	28,35
9	SI-S 400x100	0,50	0	0	-6,51	-5,23	34,87
10	SI-S 400x100	0,50	4	0	-2,51	-5,23	16,83
11	SI-S 400x75	0,67	8	0	1,49	-5,23	19,81
12	SI-S 400x100	0,50	14	0	7,49	-5,23	41,73
somma		6,51			somma		268,58
raggi rx2=ry2 m2			41,26				
		rx=ry m	6,42				

Tabella 5 - Calcolo componenti r_x ed r_y del raggio torsionale del sistema di isolamento

Nel nostro caso tutti gli isolatori hanno $K_x = K_y$

Si possono quindi calcolare i coefficienti di maggiorazione di forze e spostamenti

etotx m	0,79	etoty m	0,93	
raggi rx2=ry2=41,26 m				
Pilastro	xi	yi	dxi	dyi
	m	m	numero	numero
1	-6,51	4,77	1,11	1,12
2	-2,51	4,77	1,11	1,05
3	1,49	4,77	1,11	1,03
4	7,49	4,77	1,11	1,14
5	-6,51	0,77	1,02	1,12
6	-2,51	0,77	1,02	1,05
7	1,49	0,77	1,02	1,03
8	7,49	0,77	1,02	1,14
9	-6,51	-5,23	1,12	1,12
10	-2,51	-5,23	1,12	1,05
11	1,49	-5,23	1,12	1,03
12	7,49	-5,23	1,12	1,14

Tabella 6 - Coefficienti di maggiorazione di forze e spostamenti.

Di conseguenza si determinano i valori delle forze orizzontali

Pilastro	Quota F Kg	Isol. HDRB	dxi	dyi	Fxi Kg	Fyi Kg
1	2782	SI-S 400x100	1,11	1,12	3088	3116
2	2782	SI-S 400x100	1,11	1,05	3088	2921
3	2782	SI-S 400x100	1,11	1,03	3088	2865
4	2782	SI-S 400x100	1,11	1,14	3088	3171
5	2782	SI-S 400x100	1,02	1,12	2838	3116
6	3728	SI-S 400x75	1,02	1,05	3803	3914
7	3728	SI-S 400x75	1,02	1,03	3803	3840
8	2782	SI-S 400x100	1,02	1,14	2838	3171
9	2782	SI-S 400x100	1,12	1,12	3116	3116
10	2782	SI-S 400x100	1,12	1,05	3116	2921
11	3728	SI-S 400x75	1,12	1,03	4175	3840
12	2782	SI-S 400x100	1,12	1,14	3116	3171

Tabella 7 - Valori delle forze orizzontali

Gli spostamenti orizzontali massimi nelle due direzioni si ottengono per i due isolatori con il coefficiente di maggiorazione massimo.

In pratica il calcolo non finisce qui, infatti gli spostamenti massimi si ottengono combinando $E_x + 0{,}3 \cdot E_y$; $E_y + 0{,}3 \cdot E_x$ e calcolando la deformazione massima con la formula:

$$d_{i\max} = \gamma_x \cdot \sqrt{d_{xi}^2 + 0{,}3 \cdot d_{yi}^2}$$
$$d_{i\max} = \gamma_y \cdot \sqrt{d_{yi}^2 + 0{,}3 \cdot d_{xi}^2}$$

assumendo il valore massimo.

Per l'Eurocodice 8 $\gamma = 1{,}2$ nulla dicono le NTC 2008

Se $d_{xi} \cong d_{yi}$ si ha:

$$d_{i\max} = 1{,}2 \cdot \sqrt{1{,}3} \cdot d_i = 1{,}37 \cdot d_i$$

Risulta approssimativamente quindi:

SI-S 400x100 $d_{dc\max} = 5{,}5 \cdot 1{,}14 = 6{,}3\,\text{cm}$ $\qquad 6{,}3 \cdot 1{,}37 = 8{,}6cm$

SI-S 400x75 $d_{dc\max} = 5{,}5 \cdot 1{,}12 = 6{,}2\,\text{cm}$ $\qquad 6{,}2 \cdot 1{,}37 = 8{,}4cm$

3.9 Verifica allo SLC

Ai sensi del punto 7.10.6.2.2 i dispositivi devono sostenere senza danni gli spostamenti valutati per un sisma SLC.

Andrebbe effettuato un ulteriore calcolo come in precedenza per verificare questa eventualità.

In via approssimata rapportando l'accelerazione massima del terreno a_g SLC con quella allo SLV risulterebbe:

$$\frac{0259}{0{,}190} = 1{,}36$$

per periodi T oltre il secondo il rapporto tende ad attenuarsi per cui il risultato approssimato è a favore della sicurezza.

Gli spostamenti risulterebbero per proporzionalità.

SI-S 400x100 $d_{dc\max} = 8{,}6 \cdot 1{,}36 = 11{,}7\,\text{cm} << 200\text{mm}$ spostamento indicato dal produttore

SI-S 400x75 $d_{dc\max} = 8{,}4 \cdot 1{,}36 = 11{,}4\,\text{cm} << 150\,\text{mm}$ spostamento indicato dal produttore

Importante elemento aggiuntivo di verifica è riportato al punto C7.10.6.2.2. della Circolare applicativa delle NTC 2008:

"La verifica allo SLC dei dispositivi del sistema d'isolamento realizza il requisito enunciato in precedenza, riguardante il livello superiore di sicurezza richiesto al sistema d'isolamento.

Lo spostamento d_2 , che definisce lo spostamento di riferimento per la verifica dei dispositivi di isolamento, è prodotto da un terremoto di intensità superiore all'intensità del terremoto per il quale vengono progettate le strutture allo SLV e forma spettrale diversa.

Ciò comporta la necessità di ripetere il calcolo, anche in caso di analisi dinamica lineare. Per gli impianti pericolosi, in particolare per le condutture del gas, la verifica delle capacità delle giunzioni di sopportare senza danno (e dunque senza perdite di fluidi) gli spostamenti relativi va obbligatoriamente riferita alle azioni sismiche relative allo SLC, in relazione all'alto rischio che essi implicano e che, in caso di rottura, può portare la struttura al collasso o creare condizioni di pericolo per la vita umana."

3.10 Azione del vento SLV

Gli isolatori in condizioni di esercizio sono sottoposti all'azione del vento.

Considerando la posizione prescelta: Verona (NTC 2008 punti 3.3 e 3.4)

Zona vento = 1

(Vb.o = 25 m/s; Ao = 1000 m; Ka = 0,010 1/s)

Classe di rugosità del terreno: A: aree urbane con almeno il 15% della superficie coperta da edifici la cui altezza media superi 15 m

Categoria esposizione: tipo V

(Kr = 0,23; Zo = 0,70 m; Zmin = 12 m)

Velocità di riferimento = 25,00 m/s

Pressione cinetica di riferimento (qb) = 39 daN/mq

Coefficiente di forma (Cp) = 0,8+0,4=1,2

Coefficiente dinamico (Cd) = 1,00

Coefficiente di esposizione (Ce) = 1,48

Coefficiente di esposizione topografica (Ct) = 1,00

Altezza dell'edificio = 12,00 m

Pressione del vento (p = qb Ce Cp Cd) = 58 daN/mq

Dimensioni edificio fuori terra nelle due direzioni x e y:

$$b_x \cdot h = 10,4 \cdot 12 = 124,8 m^2$$
$$b_y \cdot h = 14,4 \cdot 12 = 172,8 m^2$$

Di conseguenza:

$$H_x = 124,8 \cdot 1,2 \cdot 58 = 8686 Kg$$
$$H_y = 172,8 \cdot 1,2 \cdot 58 = 12027 Kg$$

Il valore di calcolo del vento per SLV (più sfavorevole in direzione y) risulta (considerando il vento come sovraccarico principale): $H_{yd} = \gamma \cdot 12027 = 1,5 \cdot 12027 = 18105 Kg$ [13]

Esaminiamo la situazione corrispondente ad H_{yd} .

L'azione complessiva massima del vento H_{yd} è circa la metà dell'azione sismica complessiva che è $F = 36220\ Kg$

Le forze orizzontali dovute al vento sui singoli isolatori nella condizione vento in direzione y risultano le seguenti:

Posizione della risultante del vento rispetto all'origine degli assi (pilastro 9):

$$x_v = 7,0 m$$

Eccentricità di H_{yd} rispetto al centro della rigidezza:

$e_{xv} = 7,0 - 6,51 = 0,49 m$ da cui un momento: $M = \pm 18105 \cdot 0,49 = 8871 Kgm$

Si ammette approssimativamente che per piccoli spostamenti γ la rigidezza resti costante.

[13] γ in questo caso è il coefficiente di maggiorazione dei carichi.

Si ha con H_{yd} positivo e M negativo:

Hy m	18105,00	M Kgm	-8871,00										
Pilastro	Isol. HDRB	Rigid. Relativa	x	y	Kr*(x2+y2)	Wr	Rm	alfa	Xm	Ym	Hy	Htot	delta
		Kr	m	m			Kg		Kg	Kg	kg	Kg	
1	SI-S 400x100	1,00	6,51	4,77	65,13	66,56	-133,28	0,63	-78,78	-107,51	1390,55	1285,46	0,92
2	SI-S 400x100	1,00	2,51	4,77	29,05	99,66	-89,02	1,09	-78,78	-41,45	1390,55	1351,40	0,97
3	SI-S 400x100	1,00	-1,49	4,77	24,97	107,49	82,53	-1,27	-78,78	24,61	1390,55	1417,35	1,02
4	SI-S 400x100	1,00	-7,49	4,77	78,85	60,49	146,65	-0,57	-78,78	123,70	1390,55	1516,30	1,09
5	SI-S 400x100	1,00	6,51	0,77	42,97	81,94	-108,26	0,12	-12,72	-107,51	1390,55	1283,10	0,92
6	SI-S 400x75	1,34	2,51	0,77	9,24	204,59	-43,36	0,30	-12,72	-41,45	1863,34	1821,93	0,98
7	SI-S 400x75	1,34	-1,49	0,77	3,77	320,27	27,70	-0,48	-12,72	24,61	1863,34	1887,99	1,01
8	SI-S 400x100	1,00	-7,49	0,77	56,69	71,34	124,35	-0,10	-12,72	123,70	1390,55	1514,30	1,09
9	SI-S 400x100	1,00	6,51	-5,23	69,73	64,32	-137,91	-0,68	86,37	-107,51	1390,55	1285,94	0,92
10	SI-S 400x100	1,00	2,51	-5,23	33,65	92,59	-95,81	-1,12	86,37	-41,45	1390,55	1351,86	0,97
11	SI-S 400x75	1,34	-1,49	-5,23	39,63	98,78	89,81	1,29	86,37	24,61	1863,34	1889,92	1,01
12	SI-S 400x100	1,00	-7,49	-5,23	83,45	58,80	150,87	0,61	86,37	123,70	1390,55	1516,71	1,09
	Somma	13,0	Somma		537,15		Somma				18.105,00		

Tabella 8 - Determinazione delle forze orizzontali massime dovute all'azione del vento.

Poco cambia se si modifica il segno del vento.

Si deve verificare lo spostamento corrispondente.

Si considerano i valori massimi di H per i due tipi di isolatori (con t_e si indica come da tabella del produttore lo spessore totale della gomma).

Tipo	H	t_e
	Kg	mm
SI-S 400x100	1516,71	100
SI-S 400x75	1889.92	75

La rigidezza che è proporzionale al modulo elastico tangenziale per valori di γ dell'ordine di 0,15 aumenta con G dell'ordine di 2 volte (vedi grafico di figura 35)

Si ha in definitiva:

Tipo		d	γ
		cm	
SI-S 400x100	$15{,}2/0{,}5\cdot 2\cdot 10$	1,52	1,52/10=0,15
SI-S 400x75	$18{,}9/0{,}67\cdot 2\cdot 10$	1,41	1,41/7,5=0,19

Il risultato è dato dalla forza in KN divisa per la rigidezza in KN/mm moltiplicata per 2 e per 10 per ottenere il risultato in cm, con sufficiente approssimazione.

Valori ampiamente accettabili. In realtà le verifiche di deformazione al vento agli SLV devono essere effettuate per controllare che i corrispondenti spostamenti non siano superiori a quelli prodotti dal sisma. Le verifiche in esercizio darebbero un valore più modesto.

Nel calcolo appena eseguito l'azione del vento è più modesta dell'azione sismica (circa la metà) ma non sempre è così.

Se per esempio fosse stato scelto un periodo T_{is} di 3 secondi, i risultati sarebbero stati i seguenti:

$$K_{esi} = \frac{603.660}{9{,}8}\cdot\frac{39{,}478}{3^2} = 270.196 Kg/m = 270.196\cdot 9{,}8/1000 KN/m = 2.648 KN/m$$

Sullo spettro in accelerazione si sarebbe trovato per T_{esi}=3 sec e ξ =15% a=0,033 in g

$F = \frac{603660}{9,8} \cdot 0,033 \cdot 9,8 = 19920 Kg$ valore confrontabile con l'azione del vento H_{yd} =18105 Kg.

Si deve ricordare che anche il vento (che è una azione dinamica) è basato su valori statistici compresi in un intervallo indicativo fino a circa 500 anni per cui i valori di calcolo sono con frequenza di probabilità paragonabile a quella del sisma SLV.

In questo esercizio è stato scelto di avere isolatori sismici su tutti gli appoggi. Si è visto che in un edificio ordinario la scelta è al limite inferiore delle tipologie di isolatori commerciali. In alternativa si può procedere disponendo pochi isolatori e molti appoggi scorrevoli, in genere realizzando anche economie di costo. Naturalmente la soluzione deve vedere gli isolatori disposti prevalentemente sul perimetro per rendere più grand i raggi delle rigidezze . La procedura è la stessa trascurando nel calcolo sismico gli appoggi scorrevoli.

3.11 Azioni sulla sovrastruttura

3.11.1 PREMESSA

Deve ancora essere esaminato l'effetto favorevole che il sistema di isolamento produce sulla sovrastruttura.

L'analisi dei carichi effettuata all'inizio non prevedeva le quote di carico afferenti ad ogni singolo piano. Si può riportare la seguente tabella che ripartisce i carichi ai vari piani:

Piani	G	G1	Q	0,3*Q	G+G1+0,3Q
I	75469	49066	27550	8265	132800
II	82931	77834	27550	8265	169030
III	82931	77834	27550	8265	169030
IV	75469	49066	27550	8265	132800
Somma	316800	253800	110200	Somma	603660

Tabella 9.- Valore dei carichi ai singoli piani in Kg.

Le forze orizzontali da applicare a ciascun livello della sovrastruttura sono date da:

$f_j = m_j [S_e(T_{is} , \xi_{esi})]$

in cui: m_j è la massa del livello j-esimo.

Trasformando le masse in forze peso divise per g:

$$f_i = \frac{P_i}{g} \cdot \left[S_e\left(T_{is}, \xi_{esi}\right)\right]$$

Naturalmente tali forze vanno combinate con le formule: $E_x + 0,3 \cdot E_y$; $E_y + 0,3 \cdot E_x$

3.11.2 PARAMETRI PER LE VERIFICHE ALLO SLV E CONFRONTO CON LA SOVRASTRUTTURA NON ISOLATA.

Ricordiamo che con l'isolamento prescelto $S_e(T_{is,}\xi_{esi}) = 0,06 \cdot g$

Ricordiamo ancora che (punto 7.10.6.2.1 delle NTC e) gli effetti dell'azione sismica vanno divisi per un fattore q=1,5

Risultano ai piani le forze orizzontali riportate nella seguente tabella:

ag	0,06 g	
q	1,5	f=V*ag/q
Piani	V=G+G1+0,3Q	f
	Kg	Kg
I	132800	5312
II	169030	6761
III	169030	6761
IV	132800	5312
Somma	603660	24146

Tabella 10 - Forze orizzontali da applicare ai piani della sovrastruttura in SLV.

Ai fini della verifica degli elementi strutturali gli effetti torsionali sulla sovrastruttura sono sono valutati come specificato al punto 7.3.3 delle NTC 2008 cioè nel caso della analisi lineare statica:

"Per gli edifici, se le rigidezze laterali e le masse sono distribuite simmetricamente in pianta, gli effetti torsionali accidentali di cui al paragrafo 7.2.6 possono essere considerati amplificando le sollecitazioni su ogni elemento resistente, calcolate con la distribuzione fornita dalla formula (7.3.6), attraverso il fattore (δ) risultante dalla seguente espressione:

δ = 1+ 0,6x/L_e

dove:

x è la distanza dell'elemento resistente verticale dal baricentro geometrico di piano, misurata perpendicolarmente alla direzione dell'azione sismica considerata;

L_e è la distanza tra i due elementi resistenti più lontani, misurata allo stesso modo."

Naturalmente le azioni vanno combinate con le formule: $E_x + 0{,}3 \cdot E_y$; $E_y + 0{,}3 \cdot E_x$

È interessante confrontare tali valori con le azioni che sarebbero state applicate ai piani senza l'isolamento alla base, nell'ipotesi di analisi lineare statica..

Ipotizziamo la situazione più favorevole al contenimento della azione sismica nell'ipotesi di struttura in c.a. regolare in altezza, in Classe di Duttilità Bassa CD"B", struttura a telaio, analisi allo SLV. Il fattore di struttura risulta:

$$q = q_0 \cdot \frac{\alpha_0}{\alpha_1} = 3 \cdot 1{,}3 = 3{,}9$$

Inoltre:

$$F_h = S_d(T1) \cdot W \cdot \frac{\lambda}{g}$$

dato che il periodo i vibrazione della sovrastruttura non isolata è 0,45 secondi e quindi nel nostro caso siamo oltre T_C, $S_d(T1) = \frac{S_e(T1)}{q} = \frac{0{,}43}{3{,}9} = 0{,}11$ in g, risulta, essendo nel nostro caso $\lambda = 1$:

$$F_h = 0{,}11 \cdot g \cdot W \cdot \frac{\lambda}{g} = 0{,}11 \cdot W = 0{,}11 \cdot 603660 = 66403 \text{ Kg}$$

Si deve ancora ricordare che la forza complessiva F_h è distribuita in altezza ai vari piani secondo la formula:

$$F_i = F_h \cdot \frac{z_i \cdot W_i}{\sum z_j \cdot W_j}$$

nel nostro caso risultano ai piani le forze riportate nella seguente tabella:

Fh	66403			
Piani	zi	Wi	zi*Wi	Fi
I	0,50	132800	66400	1270
II	4,00	169030	676120	12935
III	7,50	169030	1267725	24252
IV	11,00	132800	1460800	27946
	Somma	603660	3471045	66403

Tabella 11 - Forze che si applicherebbero ai piani in analisi statica lineare alla sovrastruttura se non fosse isolata. Forze in Kg, lunghezze in m.

Confrontando i due schemi di carico si nota che il taglio alla base dell'edificio isolato rapportato a quello dell'edificio non isolato per il calcolo della sovrastruttura agli SLV è pari a circa $\frac{24146}{66403} = 0{,}36$:

cioè il taglio sollecitante l'edificio isolato è poco più di un terzo di quello dell'edificio senza isolamento. Inoltre il momento alla base risulta nei due casi:

Piani	zi	fi	fi*zi	Fi	Fi*zi
I	0,50	5312	2656	1270	635
II	4,00	6761	27044	12935	51740
III	7,50	6761	50708	24252	181890
IV	11,00	5312	58432	27946	307406
		Mfi	138840	MFi	541671

Tabella 12 - Momenti in Kgm alla base della sovrastruttura nell'edificio isolato (Mfi) e nell'ipotetico edificio senza isolamento (MFi).

In questo caso il rapporto è: $\frac{138840}{541671} = 0{,}26$

Il momento alla base nell'edificio isolato è circa quattro volte più piccolo di quello agente nell'edificio non isolato.

Si tratta di valori indicativi dato che lo sviluppo del calcolo prevede sia per l'edificio isolato che per l'edificio non isolato, ulteriori condizioni quali la combinazione delle azioni in una direzione con quota parte delle azioni ortogonali (punto 7.3.5 delle NTC 2008) e punto 4.3.3.5.1 (3) dell'Eurocodice 8 UNI EN 1998-1).

3.11.3 PARAMETRI PER LA VERIFICA ALLO SLD E CONFRONTI CON LA SOVRASTRUTTURA NON ISOLATA.

Per questa verifica in entrambi i casi (sovrastruttura isolata e non isolata) il fattore di struttura è q=1. Naturalmente è diversa l'accelerazione e resta diversa la distribuzione delle forze. Inoltre, come previsto al punto 6.10.6.1 delle NTC 2008 "La verifica allo SLD della sovrastruttura isolata deve essere effettuata controllando che gli spostamenti interpiano ottenuti dall'analisi siano inferiori ai 2/3 dei limiti indicati per lo SLD nel paragrafo 7.3.7.2. Tale ulteriore limitazione non è prevista nell'Eurocodice 8 UNI EN 1998-1 (vedi punto 10.4 (3)). Si può anche in questo caso costruire il grafico degli spettri di risposta in accelerazione.

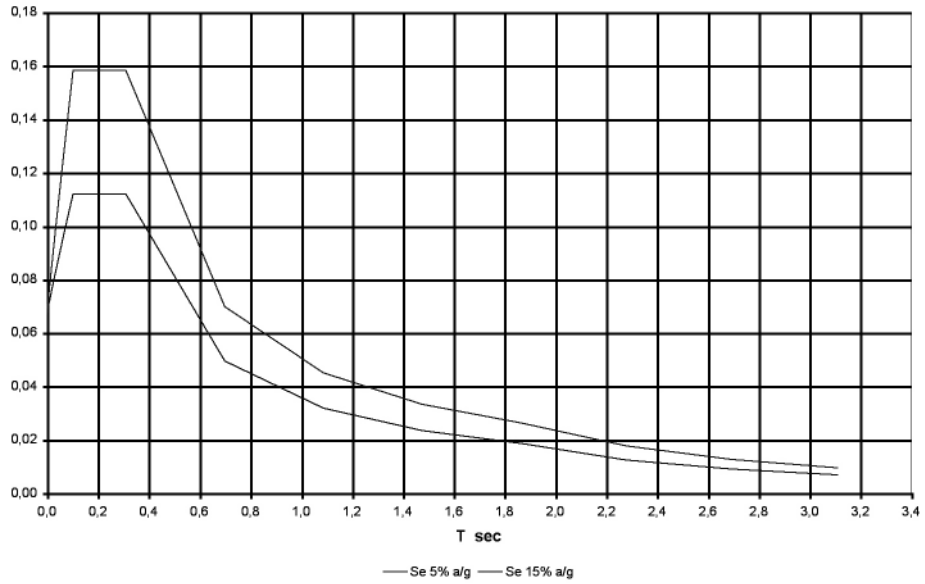


Figura 36 - Spettro di risposta elastico in accelerazione al variare del coefficiente di smorzamento viscoso convenzionale 5% e 15%

In questa situazione (SLD) si hanno per l'accelerazione i due valori seguenti:

Sovrastruttura smorzata in SLD

$S_e(T = 1{,}91\text{sec}; \xi = 15\%) = 0{,}018 \text{ in g}$

Sovrastruttura senza isolamento

$S_e(T = 0{,}45 \text{ sec}; \xi = 5\%) = 0{,}120 \text{ in g}$

Anche qui l'accelerazione viene ridotta, in questo caso poco meno di 7 volte.

Le azioni orizzontali ai piani per la sovrastruttura isolata e per la struttura senza isolamento sono riportati nella tabella seguente:

Piani	fi	Fi	zi	fi*zi	Fi*zi
I	2.390	1.382	0,50	1.195	691
II	3.042	14.077	4,00	12.168	56.308
III	3.042	26.395	7,50	22.815	197.963
IV	2.390	30.415	11,00	26.290	334.565
Somma	10.864	72.269	Somma	62.468	589.527

Tabella 13 - Forze orizzontali ai piani e momenti corrispondenti per l'edificio isolato e per quello non isolato in Kg e Kgm. Condizione SLD.

I valori delle forze della tabella si ottengono per proporzione con quelli calcolati alla SLV, moltiplicando quei valori per il rapporto tra le accelerazioni SLD e SLV e depurando i risultati del fattore di struttura 1,5 per la sovrastruttura isolata e 3,9 per la sovrastruttura non isolata.

In questo caso il rapporto tra le forze agenti è circa 7 volte di meno per la struttura isolata, mentre il rapporto dei momenti al piede è dell'ordine di 10 volte meno per la struttura isolata.

Il tutto è leggermente temperato dalla imposizione cautelativa di un minore spostamento interpiano ammissibile secondo NTC 2008. Nel caso di edifici con isolamento, spostamento ammissibile interpiano pari a 2/3 di quello ammissibile per edifici non isolati.

Si ricorda inoltre la vantaggiosa prescrizione delle NTC 2008 al punto 7.10.2 "La sovrastruttura e la sottostruttura si devono mantenere sostanzialmente in campo elastico. Per questo la struttura può essere progettata con riferimento ai particolari costruttivi della zona 4, con deroga, per le strutture in c.a., a quanto previsto al paragrafo 7.4.6.

Anche qui si tratta di valori indicativi, dato che lo sviluppo del calcolo prevede sia per l'edificio isolato che per l'edificio non isolato, ulteriori condizioni quali la combinazione delle azioni in una direzione con quota parte delle azioni ortogonali (punto 7.3.5 delle NTC 2008 e punto 4.3.3.5.1 dell'Eurocodice 8 UNI EN 1998-1).

Esiste inoltre una importante prescrizione riportata al punto 7.10.6.1 delle NTC 2008:

"In tutte le costruzioni, le connessioni del gas e di altri impianti pericolosi che attraversano i giunti di separazione debbono essere progettate per consentire gli spostamenti relativi della sovrastruttura isolata, con le stesso livello di sicurezza adottato per il progetto del sistema d'isolamento."

3.11.4 AZIONE DEL VENTO SLD SULLA SOVRASTRUTTURA

Il vento in condizioni di esercizio nella direzione più sfavorevole risulta nella condizione di esercizio rara:

$$H_{ye} = \psi_{01} \cdot 12027 = 0{,}6 \cdot 12027 = 7216\, Kg \cdot$$

Nel nostro caso l'azione del vento è inferiore alla azione del sisma (10864 Kg) ed è sprovvista di vincoli alla deformazione interpiano prevista per le azioni sismiche al punto 7.3.7.2 delle NTC.

3.12 Azioni sulla sottostruttura

Le prescrizioni per la sottostruttura sono riportate nella Circolare applicativa delle NTC 2008 al punto C7.10.6.2.1

"Verifiche allo SLV

Per un corretto funzionamento del sistema di isolamento, occorre che la sottostruttura rimanga in campo sostanzialmente elastico, sotto l'effetto delle azioni sismiche di progetto.

Le forze d'inerzia rispetto alle quali occorre verificare gli elementi della sottostruttura saranno quelle trasmesse dalla sovrastruttura, attraverso il sistema di isolamento, e quelle direttamente agenti su di essa.

Queste ultime, nel caso in cui la sottostruttura sia estremamente rigida ed abbia modi di vibrare con periodo di oscillazione inferiore a 0,05 s, dunque in sostanziale assenza di amplificazioni, potranno essere calcolate applicando direttamente la massima accelerazione del terreno alle masse della sottostruttura.

In virtù della bassa probabilità che i massimi delle sollecitazioni indotte nella sottostruttura dalle forze d'inerzia sulla sovrastruttura e dalle forze d'inerzia direttamente applicate alla sottostruttura siano contemporanei, si può applicare la regola di combinazione della radice quadrata della somma dei quadrati, anche nel caso in cui le sollecitazioni prodotte dai due sistemi di forze d'inerzia (sulla sovrastruttura e sulla sottostruttura) siano calcolate separatamente mediante analisi statiche."

La procedura è chiara e non necessitano chiarimenti o esemplificazioni.

3.13 Dimensionamento degli isolatori a pendolo

Riprendiamo le formule degli isolatori a pendolo

1. Isolatori a pendolo ad una superficie di scorrimento

$$k_{eff} = \frac{V}{R} + \frac{\mu \cdot V}{d} \qquad T_{eff} = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{V}{k_{eff} \cdot g}} = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{m}{k_{eff}}}$$

Lo smorzamento è legato all'attrito dinamico ma anche al periodo T:

$$\xi = \frac{\frac{2}{\pi} \cdot \mu}{\frac{4 \cdot \pi^2 \cdot d}{g \cdot T^2} + \mu} = \frac{2}{\pi} \cdot \frac{\mu}{\mu + \frac{d}{R}}$$

essendo: $T^2 = 4 \cdot \pi^2 \cdot \frac{R}{g}$

2. Isolatori a due superfici di scorrimento

Per gli isolatori a due superfici di scorrimento: $T_{eff} = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot (R - h)}{g}}$

le altre espressioni per gli isolatori a due superfici sono affini alle precedenti, basta sostituire al posto di R l'espressione: $2 \cdot (R - h))$

h è la distanza tra il centro dell'articolazione e le superfici sferiche, per gli isolatori a due superfici.

$$k_{eff} = \frac{V}{2 \cdot (R - h)} + \frac{\mu \cdot V}{d} \qquad \xi = \frac{\frac{2}{\pi} \cdot \mu}{\frac{4 \cdot \pi^2 \cdot d}{g \cdot T^2} + \mu} = \frac{2}{\pi} \cdot \frac{\mu}{\mu + \frac{d}{2 \cdot (R - h)}}$$

Proseguendo con l'esempio di calcolo, utilizziamo ancora i l'edificio studiato per gli isolatori elastomerici.

Ipotizziamo quindi uguali sovrastruttura e sottostruttura, uguale il sito a Verona via Albere 25, quindi gli stessi parametri sismici (vedi paragrafo 2 e paragrafi 3.1, 3.2, 3.3).

Per gli isolatori si effettua una scelta diversa.

Riprendiamo l'ultima parte del paragrafo 3.3:

Per il calcolo dei dispositivi di isolamento si usa un fattore di struttura q=1 (punto 10.7 dell'Eurocodice 8 UNI EN 1998-1 ove il fattore di struttura è chiamato coefficiente di comportamento q). Per le NTC 2008 al punto 7.10.6.1 e per l'Eurocodice 8, negli edifici per il calcolo della sovrastruttura allo SLV si può assumere q=1,5 punto 10.10(5).

Scegliamo in questo caso un valore di periodo più lungo pari a $T_{is} = 2{,}4 \text{ sec}$.

Nota la massa M della sovrastruttura si può ricavare K_{esi}.

Nel nostro caso:

$$K_{esi} = M \cdot \left(\frac{2 \cdot \pi}{T_{is}} \right)^2$$

la formula può essere scritta come segue:

$$K_{esi} = \frac{P_{tot}}{g} \cdot \left(\frac{2 \cdot \pi}{T_{is}} \right)^2$$ e quindi:

$$K_{esi} = \frac{603.660}{9{,}8} \cdot \frac{39{,}478}{2{,}4^2} = 422.181 Kg/m = 422.181 \cdot 9{,}8/1000 \, KN/m = 4.138 \, KN/m = 4{,}138 \, Kn/mm$$

Naturalmente si deve controllare anche lo spostamento atteso che è facilmente identificabile, nel grafico degli spettri di riposta elastici in spostamento al variare del coefficiente di smorzamento viscoso ξ tra il 5 ed il 30%.

Gli isolatori a pendolo possiedono una importante caratteristica:

Il periodo di vibrazione è dato dalla formula:

$$k_{eff} = \frac{V}{R} + \frac{\mu \cdot V}{d} \qquad T_{eff} = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{V}{k_{eff} \cdot g}}$$

Dato che k_{eff} è proporzionale a V il periodo di vibrazione è indipendente dal valore di V e di conseguenza dal valore della massa.

Con gli isolatori a pendolo il baricentro delle masse coincide con il centro delle rigidezze. Il sistema non da luogo ad effetti torsionali.

Durante il sisma per effetto della curvatura della superficie o delle superfici nei pendoli a doppia superficie di scorrimento la sovrastruttura subisce modesto innalzamento per cui conviene disporre isolatori a pendolo su tutti gli appoggi.

Scegliamo degli isolatori compatibili con il progetto.

Supponiamo di adottare isolatori tutti uguali, ad esempio isolatori a pendolo a due superfici FIP-D L 340/300 (2500) prodotti da FIP industriale.

Significa che abbiamo scelto isolatori a basso attrito (2,5%) a doppia superficie di scorrimento. Il primo numero è un dato convenzionale, il secondo numero rappresenta lo spostamento totale in mm (da –150 a + 150 mm) ed il numero tra parentesi rappresenta il raggio equivalente di curvatura in mm (Gli isolatori FIP industriale forniscono tabelle che danno il raggio equivalente cioè $R_{eq} = 2 \cdot (R - h)$ per cui si utilizzano le formule come se gli isolatori avessero un'unica superficie di scorrimento).

Dalla tabella risulta inoltre:

N_{Ed}=1500 KN =153.061 Kg Massimo carico agli SLU su un singolo isolatore. Tale valore è superiore al massimo carico sollecitante che nel nostro caso vale 122.570 Kg sul pilastro 7 (vedi tabella 1)

In questo caso in base alle formule che determinano la rigidezza del sistema di isolamento, questa dipende dallo spostamento e quindi la procedura prevede un calcolo iterativo (punto 7.10.2 delle NTC 2008).

La tabella che segue esplicita il procedimento:

Noti:

Il carico totale

Il coefficiente di attrito dinamico μ

Il raggio equivalente

Si fissa un valore dello spostamento di tentativo d al quale conseguono tutti i parametri rappresentati in colonna 1 della tabella, alla fine si ricalcola lo spostamento d e poi si ripete il calcolo fino a convergenza. La procedura consente di fermare il calcolo quando la differenza tra il valore precedente di d e quello successivo differiscono di meno del 5%. Nel nostro esempio l'affinamento è superiore.

Nelle caselle con fondino grigio della penultima riga delle ultime tre colonne sono riportati i valori scelti per l'accelerazione in base al discrimine T_{eff}>=< T_D

V	kg	603660
μ	numero	0,025
R	m	2,5

Dato	Formula teorica	Formula numerica	unità	1	2	3
d	Valore stimato al primo ciclo	Ai cicli sucessivi si dispone d'	m	0,079	0,07961	0,078805
Keff	$Keff = \frac{V}{R} + \frac{\mu \cdot V}{d}$	$Keff = \frac{225840}{2,5} + \frac{0,025 \cdot 225840}{2,5}$	Kg/m	432495,6	431032,4	432968,9
ξ	$\xi = (2/\pi) \cdot [\mu / (\mu + d/R)]$	$\xi = 0,637 \cdot [0,025 / (0,025 + d/2,5)]$	numero	0,28136	0,280153	0,281749
η	$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi/100)} \geq 0,55$	$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi/100)} \geq 0,55$	numero	1,413816	1,413818	1,413815
T eff	$Teff = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{V/Keff \cdot g}$	$6,283 \cdot \sqrt{V/Keff \cdot 9,8}$	sec	2,371152	2,375173	2,369856
a se Teff ≤ T_D = 2,36	$a = a_g \cdot g \cdot S \cdot F_0 \cdot \eta \cdot (T_C/Teff)$	$a = 0,190 \cdot 9,8 \cdot 1 \cdot 3,273 \cdot \eta \cdot (0,405/Teff)$	m/sec2	1,471683	1,469193	1,472487
a se T eff > T_D	$a = a_g \cdot g \cdot S \cdot F_0 \cdot \eta \cdot (T_C \cdot T_D / T_{eff}^2)$	$a = 0,190 \cdot 9,8 \cdot 1 \cdot \eta \cdot 3,273 \cdot (0,405 \cdot 2,360/T_{eff}^2)$	m/sec2	1,464761	1,459807	1,466363
d'	$d' = a \cdot (Teff/2 \cdot \pi)^2$	$d' = a \cdot (Teff/6,283)^2$	m	0,07961	0,078805	0,079871

Tabella 14 - Procedimenti iterativo per la determinazione dello spostamento

Come si vede risulta:

$Keff \cong 433.000\,\text{Kg/m} \quad \xi = 0,28 = 28\% \quad Teff = 2,4\,\text{sec}$

Valori simili a quelli scelti di progetto.

Lo spostamento in caso di sisma risulta (ultima casella in basso della colonna 3 della tabella):

d=0,08 m =8 cm.

Anche qui il le azioni vanno combinate con le formule: $E_x + 0,3 \cdot E_y$; $E_y + 0,3 \cdot E_x$

Ai sensi del punto 7.10.6.2.2 i dispositivi devono sostenere senza danni gli spostamenti valutati per un sisma SLC.

Andrebbe effettuato un ulteriore calcolo come in precedenza per verificare questa eventualità.

In via approssimata rapportando l'accelerazione massima del terreno a_g SLC con quella allo SLV risulterebbe: $\frac{0259}{0,190} = 1,36$ per periodi T oltre il secondo il rapporto tende ad attenuarsi per cui il risultato approssimato è a favore della sicurezza.

Gli spostamenti risulterebbero per proporzionalità.

$d_{\max} \cong 1,36 \cdot 8 = 11cm$

Considerando gli spostamenti nelle due direzioni ortogonali (in questo caso uguali) si ha:

$d_{\max\,combinato} = 1,37 \cdot 11 = 15cm$ in questo caso coincidente con il valore garantito dal produttore.

Le ulteriori verifiche da sviluppare che riguardano sovrastruttura e sottostruttura, sono del tutto analoghe a quelle sviluppate per l'isolamento elastomerico, con unica differenza la diversa accelerazione che in questa nuova ipotesi risulterebbe ad esempio allo SLV (vedi figura 34:

$S_e(T = 2,4\,\text{sec}; \xi = 28\%) = 0,040\,\text{in g}$

Si ricorda che non devono essere sviluppate le maggiorazioni per effetti torsionali perché come gia detto il sistema non crea eccentricità rispetto al baricentro delle masse.

Con gli isolatori a pendolo deve essere, in aggiunta, calcolato l'effetto sulla sovrastruttura o sulla sottostruttura della eccentricità del carico in condizioni sismiche.

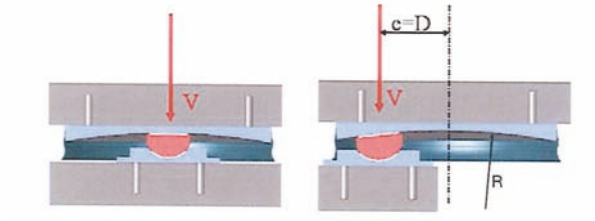


Figura 37 - Spostamento della risultante con un isolatore a pendolo scorrevole dotato di una sola superficie di scorrimento

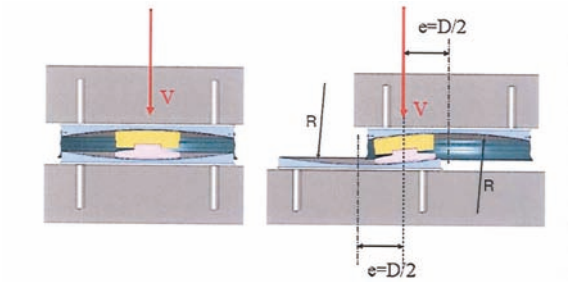


Figura 38 - Spostamento della risultante in un isolatore a pendolo scorrevole dotato di due superfici di scorrimento

In figura 37 i dispositivi sono rappresentati con la superficie di scorrimento disposta superiormente. Negli edifici, l'isolatore con una sola superficie di scorrimento può essere disposto capovolto, in modo da riportare l'eccentricità da verificare, in sottostruttura, normalmente più robusta, anziché in sovrastruttura.

4. Conclusioni

Il dimensionamento degli isolatori è abbastanza semplice e rapido e quindi si può procedere con semplici passaggi. Il calcolo complessivo delle strutture necessita sempre di software dedicati, reperibili sul mercato. Importante è studiare passo dopo passo la procedura per dominare con sicurezza i risultati delle elaborazioni automatiche.

Maurizio Cossato

5. Riferimenti bibliografici

Base isolation of structures. Design guidelines Trevor E. Kelly. 2001.

Circolare 2 febbraio 2009 Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008.

Decreto 14 gennaio 2008 Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni.

Eurocodice 8 Progettazione delle strutture per la resistenza sismica UNI EN 1998-1.

Guida all'isolamento sismico Marcello Merlino 2010.

Isolamento sismico di edifici e ponti. Università della Basilicata Mauro Dolce. 2003.

Isolamento sismico. Principi e criteri di progetto Università degli studi "G. D'Annunzio" Chieti - Pescara. Paolo Clemente. 2010.

Materiale tecnico commerciale di ALGA sism.

Materiale tecnico commerciale di FIP Industriale.

Progetto di edifici con isolamento sismico.
M. Dolce, D. Cardone, F.C. Ponzo, A. Di Cesare. 2004.



Esempio di Isolatori sismici elastomerici



Esempio di Isolatori sismici a pendolo

Notiziario dell'Ordine Ingegneri
di Verona e Provincia

Marzo 2013 - N° 117